



TITLE:

ダム基礎の合理的設計法(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

石井, 文雄

CITATION:

石井, 文雄. ダム基礎の合理的設計法. 京都大学, 1968, 工学博士

ISSUE DATE:

1968-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r1285>

RIGHT:

ダム基礎の合理的設計法

石 井 文 雄

ダム基礎の合理的設計法

著 者 石 井 文 雄

目 次

| | |
|-----------------------------|----|
| 第 1 章 序 論 | 1 |
| 第 1 節 ダムの安全性と基礎の安全性 | 1 |
| 第 2 節 ダム基礎の設計法 | 3 |
| 第 3 節 本論文の概要 | 6 |
| 第 2 章 従来の基礎岩盤安定解析方法に対する考察 | 7 |
| 第 1 節 概 説 | 7 |
| 第 2 節 基礎の安定性に及ぼす岩盤の力学的性質の影響 | 8 |
| 第 3 節 従来の基礎岩盤安定解析方法の概観 | 20 |
| 第 4 節 結 言 | 29 |
| 第 3 章 2 次元的な基礎岩盤の安定解析方法の提案 | 33 |
| 第 1 節 概 説 | 33 |
| 第 2 節 安全率の工学的意義 | 35 |
| 第 3 節 基礎の安定解析方法の提案 | 40 |
| 第 4 節 提案した解析方法の適用例（その 1） | |
| —川俣ダム岩盤模型破壊実験への適用— | 45 |
| 第 5 節 提案した解析方法の適用例（その 2） | |
| —塑性理論との比較— | 53 |
| 第 6 節 提案した解析方法の適用例（その 3） | |
| —石膏模型によるせん断試験への適用— | 57 |
| 第 7 節 結 言 | 72 |

| | |
|-------------------------------|-----|
| 第4章 3次元的な基盤の安定解析方法の提案 | 73 |
| 第1節 概 説 | 73 |
| 第2節 3次元安定計算の理論的な取り扱い | 74 |
| 第3節 実用的な3次元安定計算方法の試案 | 79 |
| 第4節 結 言 | 90 |
| 第5章 重力ダム基礎処理設計に対する検討 | 91 |
| 第1節 概 説 | 91 |
| 第2節 せん断摩擦抵抗 | 92 |
| 第3節 軟弱岩盤に対する基礎処理設計 | 97 |
| 第4節 断層置換 | 108 |
| 第5節 結 言 | 128 |
| 第6章 アーチダム基礎処理設計に対する検討 | 129 |
| 第1節 概 説 | 129 |
| 第2節 ダムアバットメントの下流側の岩盤の厚み | 130 |
| 第3節 アーチスラストの方向 | 135 |
| 第4節 アーチダム基礎処理設計の実例 | 142 |
| 第5節 結 言 | 160 |
| 第7章 結 論 | 161 |

第 1 章 序 論

第 1 節 ダムの安全性と基礎の安全性

わが国では 4 世紀の終り頃からもつばら灌漑用溜池としてのアースダムが、明治になるまで日本全国各地に造られてきた。

その後日本では明治以来ダムの近代技術を取り入れて、主として水力発電用のダムがつぎつぎと建設され、特に戦後は洪水調節や農水、上水、工業などの利水のためのダムも多く造られ、高さ 30 m 以上のダムの数は 250 に達し、アメリカに次いで世界第 2 位を誇るようになった。

この間、時代とともに進歩してきたダム技術は、現在ではダム地点の各種の自然的社会的条件に応じて、色々な型式のダムが建設され、その規模もますます大きくなってきた。

特に 1950 年以來の日本のダム技術の進歩はめざましく、ダムの規模は一段と大きくなり、建設されるダム型式も豊富となり、短期間に設計知識と施工技術が著るしく向上し、世界のダム技術界の注目する所となつてゐる。

大規模なダムは人間の造る最大の構造物の一つであるが、これが一度決壊するとそのおよぼす影響がきわめて大きいので、ほかの構造物より以上に特に高度の安全性が確保されねばならない。

ダム決壊の原因には色々な要素が考えられるが、アースダムなどのフィルタイプダムが堤体上を越流することによる原因のほかは、殆んどがダム基礎の欠陥に原因するものが圧倒的に多い。

従つて特にコンクリートダムにおいては、ダムの安全性を確保するためには、基礎岩盤の安全性を絶対に確保せねばならない。

一般に社会的な要請から、ダムに荷せられる規模が技術的にきまるが、このダムサイトが地形、地質上必ずしも良好なものばかりでなく、特に日本のような複雑多岐な地質では、ダムののる基礎およびダムや地山の安定に影響のある基盤上に、多少の欠陥はさけられないにもかかわらず、これらの悪条件を克服して安全かつ経済的なダムを建設せねばならぬことが多い。

洪水量が大きく地震の多い日本では、施工中あるいは完成後の大洪水のダム越流に対して安全であり、洪水処理の面で経済的であるとともに、ほかの型式のダムより耐震性があるため、日本の特異な自然条件に適応するダム型式として重力ダムが殊に多い。

その重力ダムも、かつては良好な基礎の地点のみをえらんで造られ、その当時は基礎岩盤の強度がコンクリートよりも大で、弾性係数はコンクリートの夫と等しいものとされた。しかしダム建設が進むにつれて、面次基礎の良好でない地点にもダム建設を要請されることが多くなり、基礎の安全性に多くの問題を生ずるようになった。

また日本ではアーチダムの耐震性に関する諸問題が解明されておらず、従つてその経験もなかつたので、経済的なダム型式として注目されていたものの、諸外国よりその建設は非常におく

れていた。

戦後 O C I の勧告と技術指導を得て、上椎葉アーチダムが九州電力の手によつて耳川に建設されて以来、日本においても続々とアーチダムが設計、施工されるようになったが、アーチダムはその構造作用から、兩岸の岩盤に水圧その他の荷重が推力として作用するので、アーチダムの安全性は堤体そのものよりはむしろ、地山の基礎の安全性によつて支配されるものである。したがつてその基礎岩盤の安定性はきわめて重要性をもつことになる。

以上述べてきたように、ダムは特に高度の安全性が要求され、これを確保するために基礎岩盤の安全性が絶対に確保されねばならない。特に最近のようにアーチダムが多くなり、またダムサイトの地質が劣悪化しつつある状況においては、基礎岩盤の安全性に関する問題がダム技術の中でも特に重要となつてきている。

ダム技術特に設計面においては、最近は電子計算機を使用することにより、煩雑な計算にも取り組めるようになり、ダムの複雑な形状設計も多数の試算により合理的な設計形状を求めることが出来るので、設計面の関心と重要性はむしろ堤体を去つて、基礎岩盤の性質の究明と基盤の安定性に向いつつある。

ダム基礎は自然条件としてあたえられるものであつて、堤体におけるが如く人為的に造り出し得ないものであるだけに、ダムサイトの地形、地質を十分に理解した上で、最も基盤の安定性の高い位置にダム軸線を設定することがきわめて肝要である。

基盤の改良処理は必要忠であつて、自然の状態を著るしく有利にすることは、技術的にも経済的にもきわめて困難であると考えねばならない。

筆者はこのようなダム基礎の設計法に関する問題について、建設省土木研究所ダム部において実験、研究をかさね、また建設省の所轄する洪水調節を主目的とする多目的ダムの実例について、この種の問題を主として工学的に实际的に取扱つてきた。

ここに提出する論文は、こうした中から得られたものを中心として、従来おこなわれてきた基礎岩盤の安定性の解析検討方法を含むダム基礎の設計法を、さらに合理的なものとし得るような方法を提案しようとするものである。

第 2 節 ダム基礎の設計法

2.1. 基礎の調査と工学的表示

ダム基礎の設計では、まづ基礎の安定性を実態詳細に則して検討し、次いで必要に応じてその基礎の力学的性質を改善向上するために改良処理を加え、所要の安定性を確保するような設計を行なう。以下にはダム基礎の設計法の手順の概要をのべる。

一般にダムの位置を決める場合には、その付近一帯の岩盤を詳しく地質調査し、その両岸がともに岩質が堅固で、地質構成上なるべく弱点の少ない区域をえらび、最終的にはダムの基礎となるべき区域で各種の現地岩盤試験を行ない、もつとも安全性が高いことを確かめた上でダム軸線の位置をきめている。

即ち、まづ地表踏査でわかつた断層や割れ目などの地質構造的弱線を、さらに試験横坑で詳細に追跡したり、またボーリングするなどして一般的地質調査を行なう。

岩盤には一般に節理・亀裂・シームなどが数多く存在しており、多数の岩塊の集合体とも考えられ、従つて岩盤の力学的性質である変形性ならびに力の伝達機構と強度については、岩片に対する室内試験のみによつて求めることは無意味であり、あくまでも現地試験によつて求める必要がある。

岩塊に対して蒐集すべき資料としては、均質な領域、岩石の種類、地質学的分離面の性情、ジョイントの性情、地下水の状態、岩盤および断層材料の力学的性質などである。

次いでダムサイトの地質条件と、ダム型式による条件に適合するような区分要素を考えて、岩盤の等級分類を工学的な基準によつて行なう。①たとえば地質学的要素として、基盤の岩質と不均一性を大きく支配する岩の硬さ、割れ目の間隔、割れ目の状態を考え、工学的要素として、岩盤のマスとしての力学的性質、グラウトによる改良の可能性の度合いなどを考える。

これらの区分要素の組合わせによつて、基盤を工学的等級に分類し、ダムサイト全般の岩盤等級分布図を作る。この岩盤区分に従つて現地岩盤試験を実施して、力学的性質の量的評価を行なう。

また基盤の非等方性を大きく支配するものとしての地質構造的弱線または分離面は、その連続性や規模およびシステムを検討確認し、15～30m毎の水平地質断面図に投影し、各水平面における弱線の位置・方向・規模・分布などを詳細に検討する。

一般に地質学的な分離面を岩盤力学では不連続面として取扱つてゐるが、その厳密な取扱いは殆んど不可能である。したがつて一般にはL.Müllerが提案したように、基盤の分離面をSchmidt Netなどを使用することにより統計的に考察し、その基盤の力学的性状を特色付けるような、工学的模型^{におきかへ}として表示しなければならない。現在土木研究所が扱う殆んどすべてのダムにおいてこの方法が採用されている。

以上のような手順によつて、岩盤内の地質学的分離面群の卓越した走行傾斜を求めるなど、現実の複雑な地質を簡単化して、基礎全体をかなりマクロに整理し、図式的に理解できるようにして、基礎の安定性の解析検討や基礎の改良処理の設計に十分役立つようにするのが一般である。

基礎の安定性の解析検討にあつては、基礎内の応力分布と、基礎内各部の抵抗強度とを必要とする。一般にはかなりの仮定を設けて基礎内の応力分布を求め、たとえば基礎内部の応力および変形の算定には、基礎を均質等方な完全弾性体として Boussinesq の解によることが多い。しかしながら基礎が等方等質の弾性体として取扱得ない場合が實際上大部分であるので、この場合は先にのべたように、基礎を種々の工学的模型におきかえて表示して、これについて理論計算や模型実験が実施されている。

2.2. 地質的欠陥とダム位置形状の調整

上述のように基礎の工学的模型を確立した後、地形的要素、基礎の岩盤等級分布、透水性及び地質構造的弱線などを検討吟味し、特にすべり破壊に対して最も不利な顕著な断層、破碎帯に注目して、出来るだけこれらを避けてダム位置をえらび、やむを得ない場合でも、少なくともこれらの方向と外力の方向を調整して、すべり破壊に対して少しでも安全性を高め得るように、ダムの位置を調整したり、ダムの形状をこれに合わせて設計し、ダム基礎もまたダム本体の一部であると考えて設計する必要がある。

特にアーチダムの場合には、基礎がアーチダムから受ける力の方向と応力の状態は、ダム形状によつて異なるので、その形状を設計する時は、谷の堅岩線形、岩盤の性質及び状態を併せ考え、堤体の中心角、厚さや形状を適切にえらび、堤体応力の均衡を計ると同時に基礎の安定性を確保せねばならない。

特に水平断面におけるアーチの曲線形については、三心円、放物線、双曲線などを利用してアーチ応力の調整を計ると同時に、アーチ推力の基礎に伝わる方向を有利にし、特にショルダーとなる堅岩の形及び大きさとの関連において、アーチの形状を検討する必要がある。

また、受圧面を拡大するためフイレットを付けたり、スラストブロックその他の人工アバットメントに類する補助構造物を利用したりする方法が採用される。

2.3. 基礎の安定性の解析検討と改良処理設計

以上のようにして得られた基礎の工学的模型と、ダム堤体の相互位置に対して発生する岩盤内応力を求め、本論でふれるような方法によつて基礎の安定性を解析検討する。その結果基礎岩盤としてなお十分でないと思われる個所が、ダム基礎及びその付近に含まれるときには、技術的に可能で且つ有効適切な基礎の改良処理を併わせて考える。

基礎岩盤の改良処理または補強工法の中、特殊な処理を除けば殆んどがグラウト工を主体として実施されている。特に基礎を強化するためのコンソリデーショングラウトは、岩盤の力学的性質の改善を目的としている。

このほか特殊処理工法としては、断層や破碎帯は必要に応じてコンクリートで置換え、ダウエリングを設け、あるいは断層などの個々を処理するデンタル・ワークやある範囲内にあるすべての断層または軟弱層を効果的に処理するための推力伝達壁と、岩盤の P S 工法やロックボルト工

法などがある。これらはいづれも使い方が適切であれば有効な工法であるが、今その特色について述べると、ダウエリングは処理した断層に対しては有効であるが、処理しなかつた断層に対しては全く無力である。

岩盤P.S.工はP.S.工を行なつた範囲にある断層には有効に作用し、また岩盤を痛める恐れはないが、十分な効果を發揮させるには多大の費用を要する。

伝達壁はこれを設けた区間の断層には有効に作用するが、岩盤を痛める欠点がある。

第 3 節 本 論 文 の 概 要

本論文はダム基礎の合理的設計法と題し、第 1 章ではダム基礎の安全性がダム全体の安全性にとつて重要であることを指摘するとともに、ダム基礎の設計法の一般手順を概説している。

第 2 章では従来行なわれているダム基礎の安定解析計算方法に対する考察を行なっている。即ちまづダム基礎の安定性に影響を及ぼす岩盤の力学的性質として、変形性ならびに力の伝達機構と、せん断強度ならびに破壊現象に関する、岩盤力学の最近の成果について考察している。次に第 3 節で従来の基礎安定解析方法の概要を述べ、第 4 節でこれらについて考察した後、さらに合理的な基礎の安定解析方法が必要なことを指摘している。

第 3 章ではこうした問題をより合理的に取り扱いながら、2 次元的なダム基礎の安定解析方法の提案を行なっている。即ちまづ安全率の工学的意義について、これを強度に対する余裕という考え方から 3 種類の安全率を定義し、また巨視的な安全率と微視的な安全率について第 2 節で考察する。次いで強度安全率と荷重安全率を中心として、基礎が均質等方の場合の内部の個々の点について、点安全率及びすべり線素の 2 種の存在を定義し、夫々についてすべり面を求める方法を提案している。また基礎に不連続面や軟弱層を含む場合について、2 種の安全率及びすべり線素から、すべり面がこれらの地質構造的弱線に乗り移るかどうかを判定する方法を第 3 節で提案している。

さらにこうした基礎の安定解析方法の合理的手法についての提案が、如何に適用し得るか、またその妥当性を吟味する試みとして、第 4 節では川俣ダム岩盤模型破壊実験への適用を試み、第 5 節では均質等方性基礎の場合に塑性理論を適用して、弾性理論との比較を試みる。さらに石膏模型による岩盤のせん断試験結果に対して、提案の方法を適用した結果を第 6 節にのべる。

第 4 章では、3 次元的な岩盤内応力分布が既知の時の 3 次元安定解析の理論的な取り扱いを、2 次元解析で提案した考えのもとに第 2 節で概説している。実際には 3 次元応力分布を基礎内で求めることはきわめて困難なので、実用的な 3 次元安定計算方法の試案を第 3 節において論ずる。

最近の重力ダム基礎の設計にあらわれる諸問題について、重力ダムの基礎処理設計に対する検討を扱う第 5 章に於いては、まずダムベースまたはその下部の基礎内に生ずる、すべり破壊に対する検討方法としてのせん断摩擦抵抗について第 2 節に述べる。また基礎のせん断強度が不足する軟弱基礎の時の基礎処理設計を第 3 節で、さらにダム基礎に断層がある時のコンクリート直換えを、ダム基礎の安定性の面から検討設計する方法を第 4 節で述べる。

第 6 章に於てはアーチダム基礎の合理的設計法を取り扱っている。即ちアーチダムで最も問題となる、アバットの下流側の浮みについて第 2 節にこれを述べ、第 3 節ではアーチスラストの方向と基礎の安定性の関係について論ずる。またこうした提案や試案を最近のアーチダムに適用して、その安定性を検討した実例を第 4 節で詳論する。

以上の論文の結論を第 7 章に論ずる。

参 考 文 献

- 1) 岡本隆一・安江朝光：“ダムサイトにおける岩盤区分の試み”
土木技術資料 Vol. 8, No. 9.

第2章 従来の基礎岩盤安定解析方法に対する考察

第1節 概 説

ダム基礎岩盤の安定性が、とくに問題にされるようになって来たのは最近のことである。それ以前には多くの場合、基礎岩盤は十分な安定性を持つとみなしたり、また、そのような良質岩盤を選んでダムサイトとしたり、ダム本体の規模も小さいため、基礎の安定性が問題となることは殆んどなかった。

しかし、近年ダムの規模も大型化し、さらに基礎岩盤が常に十分な堅ろうさを持たない場合にも、積極的に基礎岩盤と取組んで、安全かつ合理的にダムを建設することが多くなつて来ている。したがって最近建設されるダム地点では、何らかの形でダム基礎岩盤の安定性が問題になることが非常に多い。ここにダム基礎岩盤の安定性を合理的に解析する方法を急速に確立する必要性が生じて来る。

しかし、現在その方法には確立されたものはない。これは現在基礎岩盤の力学的性質に未知の点が多く、その究明のためのいろいろな調査研究が、最近世界各国で精力的に実施されつつあるのが実情である。

従つて実用的にこの種の問題を解決するために、やむを得ず基礎岩盤の種々の力学的性質を十分には把握しないままに、いろいろな便法がとられて来ている。しかし、それらの方法は以下に考察するように種々の仮定や省略が設けられており、その適用に当つては、それらの意味を十分考慮しておかなければならない。

基礎岩盤の安定性を考えるとき、われわれが基礎岩盤について知っておかねばならないことは、これを破壊させるような外力が作用した時、岩盤内部にどのような応力や変形が生じ、これに抵抗しようとする基礎岩盤の抵抗力がどの程度のものであり、その抵抗の機構がどのようなものであるかということである。

したがって、従来とられて来た基礎岩盤の安定解析の種々の便法を考察し、これを更に合理化するためには、基礎岩盤の力学面から吟味検討することが必要であると考えられる。

こうした観点から、以下2節で基礎の安定性に及ぼす岩盤の力学的性質の影響について考察を加え、3節で従来の基礎岩盤安定解析方法を概観し、4節でこれらに対して若干の考察を加えることにする。

第2節 基礎の安定性に及ぼす岩盤の力学的性質の影響

基礎岩盤の安定性を解析しようとするとき、まずこれに影響を及ぼす岩盤の力学的性質について考察をしておくことが必要である。以下、この点について若干の考察を加える。

基礎岩盤の力学的性質は、その変形過程から破壊まで一貫して眺めることが必要である。しかし、実際には後にも考察するように、その変形過程と破壊とは別途に取り扱われていることが多い。そして、基礎の安定性を解析するときには破壊強度が重きをなしている。しかし、破壊強度の外に、破壊に至るまでの変形過程ならびに力の伝達機構も重要であるので、まづ変形性ならびに力の伝達機構について考察を加えることにする。

2.1. 基礎岩盤の変形性ならびに力の伝達機構に関する考察

基礎岩盤の変形性がとくに問題にされるのはアーチダムの場合であつて、例えばわが国初期のアーチダムである鴨子ダムや^①、その後のダムサイトでも多くの場合、岩盤の変形性を調べるためのジャツキ試験が行われている。

しかし、それらの試験はダム基礎岩盤を弾性体とみなしたときの、弾性係数を見出すことに主目的を置いていることが多く、岩盤の力学的性質をそれによつて明らかにしようとするまでには至らなかつた。

岩盤には断層、節理、裂隙などの不連続面があつて、岩盤の力学的性質は岩石そのものの力学的性質と、それら不連続面の力学的性質の結合された形で表わされる。したがつてまた、それらの不連続面を含んだままの変形性を知らなければ、岩盤の変形性とは云い得ない。こうした観点から、次項で述べる強度試験をも含めて、岩盤の力学的性質は現地岩盤について調べられることが多い。

そして、わが国でも1960年頃から、現地岩盤による種々の岩盤試験が行なわれるようになり、それを通して岩盤の力学的性質に関する考察がなされている。例えば一ツ瀬ダム、(九電)^②、黒四ダム(関電)^③、小渋ダム(建設省)^④、境川ダム(電研)^⑤などにおける諸試験がそれである。ここでは、それらの研究を中心に岩盤の変形特性、及び力の伝達機構について考察してみよう。

筆者らはジャツキ試験装置の検討を、湯田ダムで均質なダム・コンクリートを被試験体として行なつた^⑥。この場合、ジャツキ試験で推定されたコンクリートの弾性係数が、妥当なものであるかどうかを検討するためには、試験地点と同一の材質をもつ供試体を作り、一軸圧縮試験によつて直接弾性係数を測定して比較した。

湯田ダム監査掘削での等分布載荷法による、ジャツキ試験結果を図-2.1に示した。この試験では、載荷板中心軸上のコンクリート内にカールソン型のひずみ計を埋設したが、これによつて得られた荷重—ひずみ曲線は図-2.2の通りであつた。この2つの図をみるとすべてが全体的に比較的直線性をもっている。

このことは、コンクリートがこの程度の荷重強度では弾性的に挙動していることを示している。

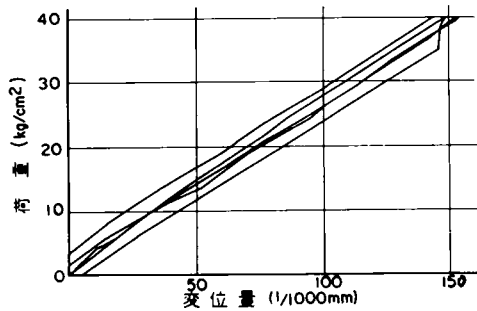


図-2.1 荷重-変位曲線(湯田ダム堤体コンクリートのジャッキ試験)

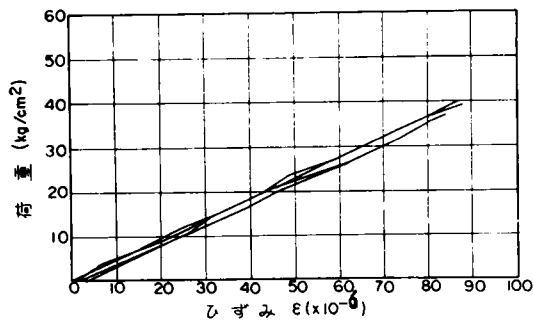


図-2.2 荷重-ひずみ曲線(湯田ダム堤体コンクリートのジャッキ試験)

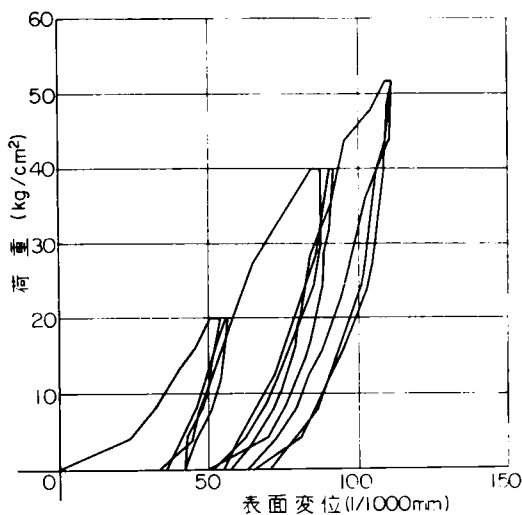


図-2.3 荷重-変位曲線(小波ダム岩盤のジャッキ試験)

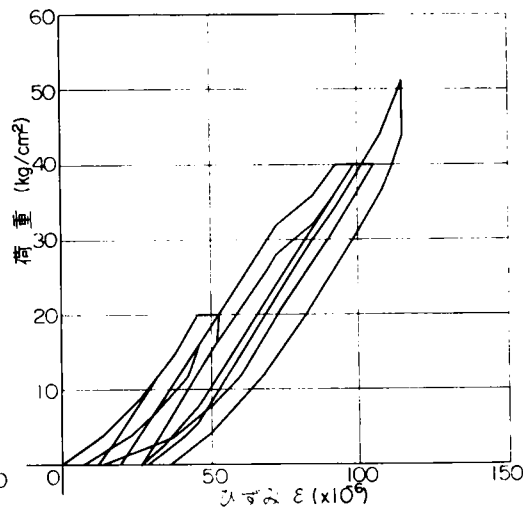


図-2.4 荷重-ひずみ曲線(小波ダム岩盤のジャッキ試験)

これはわれわれの経験と一致している。またこの場合推定された弾性係数は $300,000 \sim 340,000 \text{ kg/cm}^2$ であつたのに対し、供試体では約 $270,000 \text{ kg/cm}^2$ となつている。

次にジャッキ法と水室法の比較を筆者らが小波ダムで試みた例について述べる。

試験地点の岩盤は花崗岩から成り堅硬である。節理はやや発達しているが、一般に密着している。等分布載荷法によるジャッキ試験で得られた荷重-変位曲線は図-2.3に示す通りである。また本試験でも、載荷板中心線上の岩盤内の3点にカールソン型ひずみ計を埋設したが、その結果の例を図-2.4に示した。

先の図-2.3では、第1回目の載荷に対応する曲線は緩勾配であるが、これが2回目以降の載荷ではその曲線は急勾配となつている。荷重強度をさらに大きくすると、まえにかけた強度までは急勾配の曲線が現われるが、この荷重を越すと再び緩勾配の曲線が現われる。この緩勾配の曲線を処女曲線と呼ぶ。

日本大ダム会議で制定された改訂アーチダム設

計基準では、この処女曲線の包絡線の勾配を変形係数とよび、弾性係数と区別している。

さらに載荷時の曲線と除荷時の曲線の間には顕著な差がみられる。これは処女曲線に対応する

ものが特に顕著であるが、それ以後の反復荷重に対しても認められる

残留変位は処女曲線に対するものが特に顕著であり、それ以後の荷重に対しては一定ないし減少して行く傾向が認められる。後の図-2.4では、荷重とひずみの関係が比較的直線性をもち、顕著な処女曲線が認められない。

こうした荷重－変位およびひずみ曲線で認められた特性は、他のジャツキ試験例でも多かれ少なかれ認められるものであり、岩盤の変形特性の一つと考えられる。

これらの結果をコンクリートダムの監査廊での試験結果と比べると大きく異っており、これらの特性には、岩盤内に存在する不連続面が大きな影響をおよぼしている。

次に水室試験法によつて得られた実測例を示す。試験地点の岩盤は先のジャツキ試験地点と同一である。

水室内面の直径方向の変位量と荷重の関係を示したのが図－2.5であり、また、岩盤内で半径

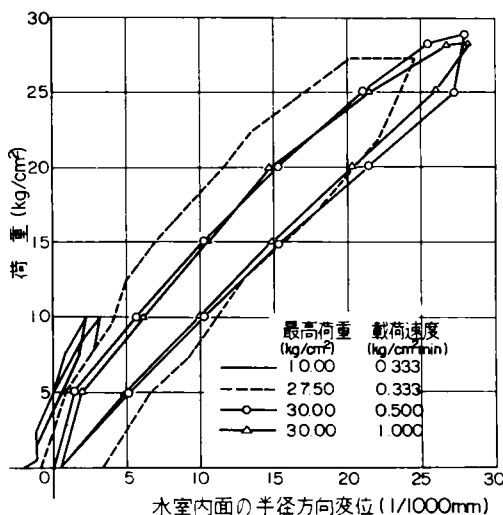
方向に埋設したカールソン型ひずみ計から得られた荷重－ひずみ曲線は図－2.6に示す通りである。

これらの図と図－2.3～4とを比較すると、まづ荷重と変位の関係はやはり非直線であるが、処女曲線や顕著な残留変位は認められない。荷重とひずみは、図－2.4と似て直線的であり、処女曲線や顕著な残留ひずみが認められない。

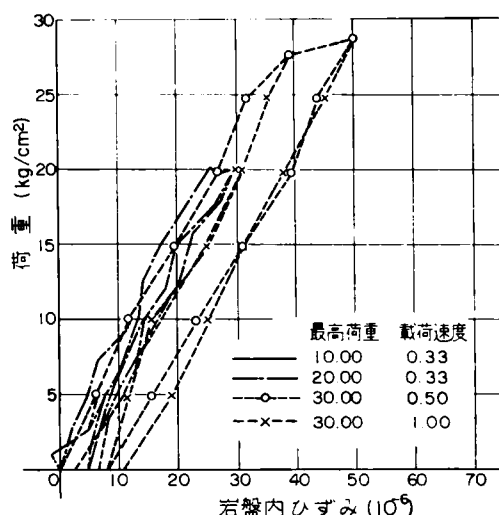
小波で行なわれた両試験法で推定された岩盤の弾性係数は、ジャツキ法によるものが約 $300,000 \text{ kg/cm}^2$ であるのに対し、水室法によるものは約 $220,000 \text{ kg/cm}^2$ であつて大きく異なっている。

その原因としては、試験地点の地質条件のちがひ、載荷面積の大小及び荷重のかけ方などが考えられる。このうち試験地点の地質条件のちがひは、両試験が同一地点で行なわれたのでその影響は少ないものと考えられる。従つて、岩盤が同一であつても載荷面積の大小および荷重のかけ方によつて、異なつた変形を示すといえる。

こうした現象を明らかにするために、岩盤を一樣な弾性係数をもつ弾性体と考え、ジャツキ試験および水室試験での測定された変位およびひずみと、弾性解を比較してみた。その結果を示したのが図－2.7及び図－2.8である。ジャツキ試験に対する図－2.7(a)と図－2.7(b)によると、載荷板外の表面変位、載荷面中心の表面変位および岩盤内のひずみから、夫々異なつた弾性係数が算出されることがわかる。すなわち載荷板

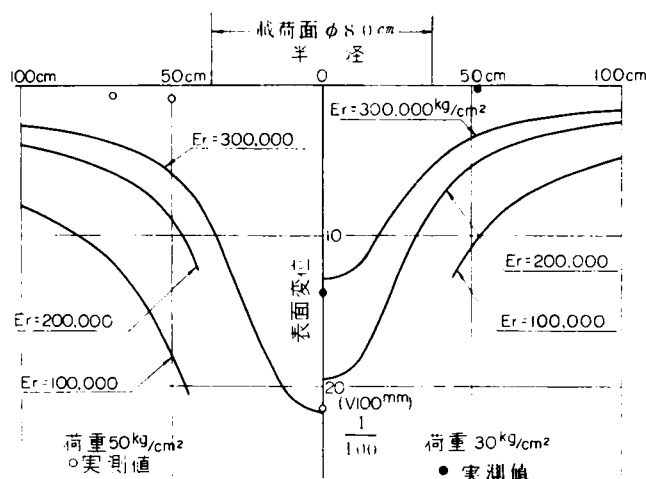


図－2.5 荷重変位曲線（小波ダム水室試験）

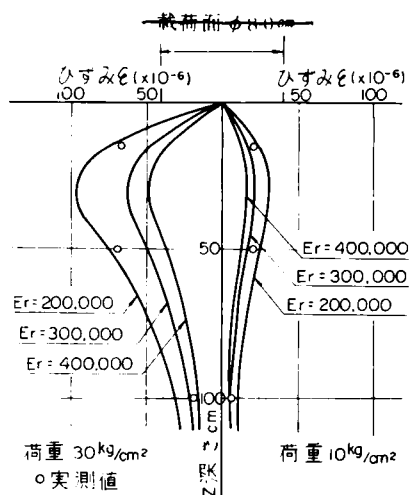


図－2.6 荷重ひずみ曲線（小波ダム水室試験）

中心点では変位が約 $300,000 \text{ kg/cm}^2$ に近い弾性解上にあるのに対し、載荷板外の表面変位はあたかも弾性係数が非常に高いかのような値を示している。一方岩盤内のひずみは、岩盤表面



(a) 表面変位と弾性解



(h) 岩盤内ひずみと弾性解

図-2.7 ジャッキ試験値と弾性解との比較

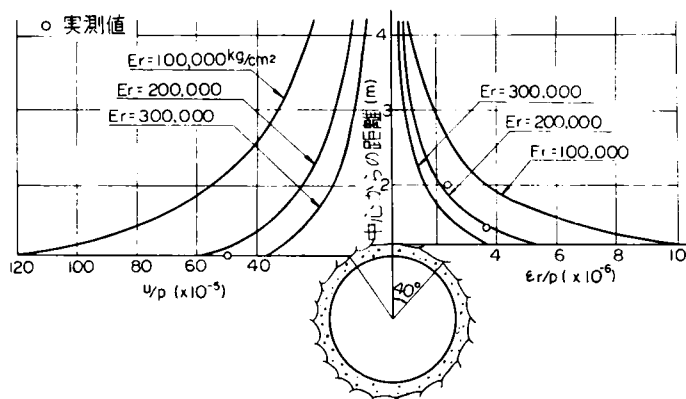


図-2.8 水室試験値と弾性解との比較

に近い所では、 $200,000 \text{ Kg/cm}^2$ 程度の解に近い。しかし深くなると、 $300,000 \text{ Kg/cm}^2$ 程度の解に近づく。

水室法での比較をした図-2.8からは、測定された変位およびひずみは、ほぼ一定の値 $210,000 \sim 230,000 \text{ Kg/cm}^2$ の解の近くにあり、ジャッキ法の場合と異なり、比較的弾性的に挙動していることがわかる。

このように実測変位やひずみが異なつた弾性係数を示したことについては、岩盤の弾性係数が場所場所によつて異なっていると考えるのは必ずしも妥当ではなく、他の原因、たとえば力の伝わり方を考えねばならない。

この点は、岩盤には一般に節理、シームなどの不連続面があり、この面ではすべりを生じやすく、せん断力を伝達しにくく、引張抵抗力が弱いという仮設のもとに説明を加え得るものと考えられる。すなわち、載荷板外の表面変位は、荷重が主としてせん断力によつて伝達されて生ずるものと考えられるから、これが不十分であれば表面変位は小さくなつてしかるべきであろう。側方への伝達分が減少したのに反し、逆に下方には弾性体よりも集中的に力が伝達され、ひずみが大きくなる。

水室法では、荷重は主として直応力によつて伝達されると考えられるから、岩塊相互間のすべりは生じにくく比較的弾性的に挙動する。しかし、水室法では円周方向に引張力を生じるため、その伝達が不十分となることが予想され、ジャッキ試験と異なつた変形を示したと考えられる。

この仮説にしたがうと、ジャツキ法で処女曲線が現われることもある程度説明される。すなわち、不連続面で囲まれた岩片が、ジャツキ法では岩片相互間でスリップによつて比較的容易に移動を起し、より安定な形に落ちつくようとする、いわゆる“つき固まり現象”がみられ、処女曲線あるいは残留変位となつて現われるものと考えられる。

また、こうした観点からゴム模型を使つて岩盤のひびわれを表現し、載荷試験を行ない、岩盤で得られた実測例を検討している興味深い研究もある^⑦

以上のことから、岩盤の変形特性ならびに力の伝達機構として、

- 1) 岩盤は種々の不連続面をもつた亀裂体であり、不連続面の存在のためにせん断抵抗力と引張り抵抗力に弱い。
- 2) したがつて、不連続面の性状や方向性によつて、岩盤の変形性ならびに力の伝達機構が異なる。云い換えると、境界条件（試験方法）の違いや、不連続面の方向性や広がりによつて、異なつた応答を示す。
- 3) したがつて、建設される構造物の構造作用に応じて試験の方法を選ばなければならない。そして、ダム基礎岩盤を対象とするときは、ジャツキ試験法が妥当である。水室試験法は圧力トンネルの基盤調査に適している。
- 4) ジャツキ試験では岩盤内応力は連続な弾性体と異なり、不連続面の影響で載荷方向に集中的に力が伝達される。

こうした事項は現在定性的に認められているが、その定量化は殆んどなされていない。

このような岩盤の変形特性は明らかに、岩石や不連続面の方向性や性質などと直接的な関連をもつと判断され、岩盤内の応力の伝達機構を明らかにするためには、是非ともこれらの性質の定量化が試みられなければならないと考える。筆者らはこうした考えにもとづいて、種々の岩盤で変形試験を行い、岩盤の諸性質と応力の伝達機構を明らかにするべく、多数の資料を収集している。そうして変形曲線にみられる処女曲線と荷重履歴後の曲線性と（ E_r/E_{rv} ：つきかたまり現象）、外力の集中化との関連を明らかにするべく努力している。

2.2. 基礎岩盤の強度に関する考察

2.2.1 強度試験一般

現地岩盤の破壊強度や破壊機構は、現在余り明らかにされていない。他の材料については種々の破壊説が唱えられているが^⑧、それらも定説となるまでに至っていないようである。

これらのことから、岩盤の強度は物性的に類似する材料から類推するほかないのが現状である。

岩石についてはモールの破壊説がある。これはサン・ベナンやトレスカの実験によつて、金属に対して成り立つことが確かめられている、最大せん断応力一定説の一般化とみられるもので、

$$\max \left[|\tau_n| - f(\sigma_n) \right] = 0 \dots\dots\dots (2.1)$$

に属するものである。モールの破壊説は破壊は2種のタイプから成るとしている。一つはある面に働くせん断応力が、その面に作用する垂直応力のある一定の関数で与えられる値を越えたときに破壊するという場合であり、他は引張り応力がある一定値を越えたときに破壊に至るというものである。そして σ - τ 平面で、モールの応力円の包絡線が放物線となるとしている。

これはグリフィスによつて提唱されているように、脆性材の破壊が材料内部の欠陥の周辺での応力集中によつて支配されるとして、引張応力の下で破壊条件を定め、後にマクリントックらがこれを圧縮応力状態の下での破壊条件に修正した結果と一致することが示されている^⑨。

こうしたことから、岩盤が亀裂体であつて、先に考察したように、せん断抵抗力和引張抵抗力に乏しいことを考え合せると、岩盤の場合にもこのモールの破壊説がより多くの事実を説明し得るのではないかと考えられる。

一方クーロンは土などの材料に対してクーロンの破壊説を提唱している。これはその材料のある面に沿うせん断抵抗力が、その面に作用する垂直応力に一次的に関係することを経験的に見出したことによる。

この説は内部摩擦説とも呼ばれ、モールの破壊説の一つの特例に相当する。破壊条件は次式で示される。

$$\tau = \tau_0 + f\sigma \quad (f = \tan \phi) \dots \dots \dots (2.2)$$

ここに τ はせん断抵抗力、 σ は垂直応力、 τ_0 は粘着性的抵抗強度、 f は内部摩擦係数、 ϕ は内部摩擦角である。なお、 τ_0 、 f は材料に固有の定数である。

現在岩盤の強度は簡単にこのクーロンの条件をもつて表わされとされている。そして、その定数を見出すために、2.3の現地岩盤での試験方法が行なわれている。そしてその結果からは後述するように、一応その妥当性が確められていると云えるかも知れない。しかし、前にも述べたように、岩盤の破壊が現象的に引張抵抗力によつても規制されると考えられるにもかゝらず、(2.2)式では、それを表わし得ない。したがつて、 σ の引張領域での岩盤

の強度は、今後究明されねばならない点である。

さて、実用的に(2.2)式の τ_0 、 f を求めるためにとられる現地試験方法として、図-2.9に示すようなブロックせん断試験が行われることが多い。

実際にはその推定をより確からしくするため、4.5個の供試体が選ばれるのが一般である。

供試体は当然岩盤から切り出されたものを用いるのが良いと考えられるが、整形作業の困難さなどから、図-2.9に示される供試体と同形の、コンクリートブロックを岩盤に打設し代用することが多い。このとき、せん断

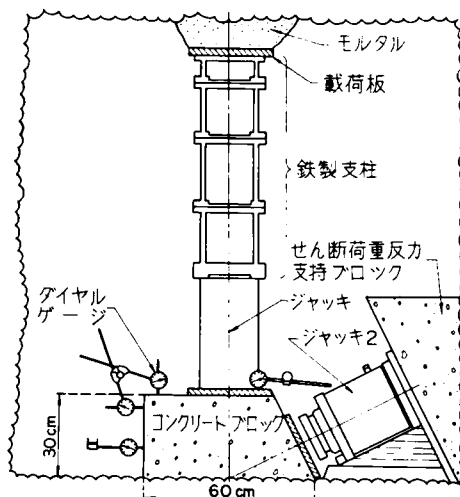
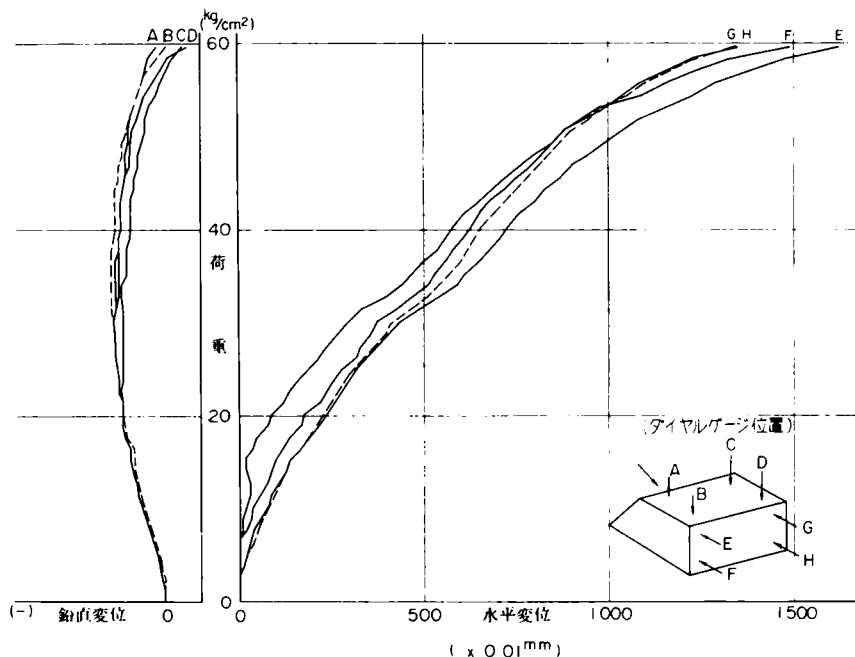


図-2.9 岩盤せん断試験装置概要

破壊が多くは岩盤内に生ずるものとしている。しかし実際にはコンクリート内部や両者の接触面で破壊することもあるので、結果の評価は十分注意しなければならない。

さて、つぎにこうした試験方法によつて、現地岩盤のせん断強度が測定された例について述べ、若干の考察を加える。

まず、この試験装置によつて得られたせん断破壊に至るまでの荷重変位曲線は、一般に図-2.10に示されるようなものである。



これから考察されることはつぎのような事柄である。

1) 荷重～せん断方向の変位曲線は殆んどの場合上に凸形であつて、荷重の小さい段階では急勾配であり、破壊に近づくと塑性的変形が加わつて緩かとなる。

この曲線には普通1～2ケの変曲点がある。

2) 荷重～鉛直方向変位について眺めてみると、初期の荷重では沈下現象を示すが、その後浮上りに

図-2-10 岩盤せん断試験における荷重変位曲線

転ずる場合が多い。(2.2)式は圧縮領域において成り立つと考えているから、図-2.9で鉛直および傾斜荷重は想定せん断面(ブロックベース)で圧縮応力となるように設定している。したがつて、荷重～鉛直方向変位曲線で、変位は沈下方向を示すのが一般であると考えられる。しかるに図のように、かなり小さい荷重から、浮上り現象を示していることが多い。これは土砂のせん断試験で認められる、体積膨脹(ダイレタンス)現象と同じ性質のものと考えられる。そして、この現象は工学的に重要な意味をもつていると判断される。すなわち、ダイレタンス現象を生じた頃から、岩盤を構成する岩片相互間でずれが生じ、それぞれの岩片の移動回転が大きくなり、間隙率が増加していると考えられる。したがつて、その付近ではすでに局部的な破壊を生じているとみられたり、浸透水が存在する場合には、間隙水圧の増加を伴い、基礎を危険な状態におとし入れる端緒となり得る。

したがつて、この浮上り点の有無や浮上り点の応力状態には、十分注意が払われなければならないであろう。

このように、いわゆる破壊(決定的な)に至るまでに部分的な破壊が生じていることが考えられる。

2.2.2. 破壊現象に対する考察

この点について、君島ら^⑩の研究がある。その中で破壊に至る過程で、ひずみエネルギーとして貯えられる量を、石膏模型と現地岩盤供試体で測定比較している。ひずみエネルギーは供試体ブロック表面のひずみ値を測定することによって行い、それと荷重とを対比したものが図-2.11である。

この結果によると、荷重の増加に伴ってひずみエネルギーは弾性体と似た増加をせず、途中から停留し始める。そして、その原因は岩片相互間の相対変位やまさつ熱として消費されると考えている。

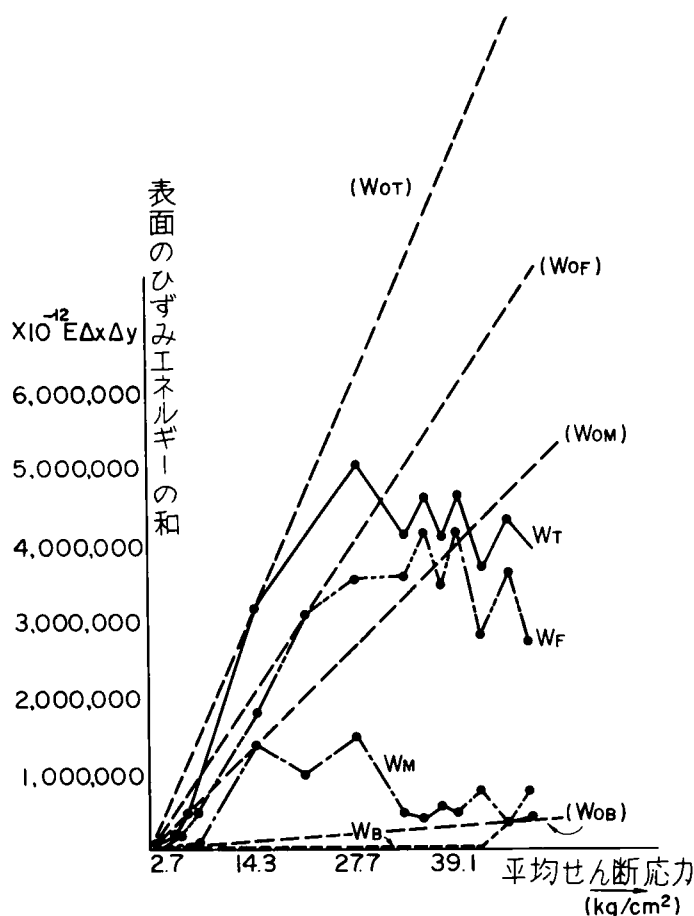


図-2.11 せん断供試体の表面のひずみエネルギーと荷重の関係

連の岩盤試験から考察されている。^⑪すなわち黒四ダムで行なわれた主な岩盤試験であるせん断試験と、三軸試験で得られた変形曲線には、一般に図-2.12(a)のようにI.Y(Initial Yielding Point: 低い荷重状態でみられる変形曲線の彎曲点), P.Y(Principal Yielding Point: 破壊に先だつてあらわれる比較的顕著な変曲点), F(Failure Point: いわゆる破壊点)の3つの点が見出されるとしている。そして、それぞれの区間で、くり返し荷重(200回)による変形性を検討し、図-2.12(b)を得ている。

この場合のP.Y.点が浮上り点に相当するものと考えられる。事実この場合は浮上り点を

しかし、この現象と先に述べたブロックの浮上り点との関係は検討されておらない(測定が試験途中でだめになったりした)が、一般的にみて、いずれも破壊荷重の40~60%ぐらいに位置しているので、かなり密接な関係にあるように考えられる。

さて、このようにこの浮上り点が局部的な破壊現象と密接な関係があると考えると、この浮上り点と持続荷重との関連が注目される。すなわち、上の例では比較的早い減荷速度に対して、浮上り点と破壊荷重とが強度的に大きな差をもつ。しかし破壊荷重には至らないある一定荷重が持続して作用したり、くり返し作用したときのクリープ現象や疲労現象は、その荷重が浮上り点よりも大きいかどうかによつて異なるかも知れない。

この点について黒部第四ダムでの一

考慮しながら I・Y・P・Y がきめられている。

これらを以下に特異点とよぶことにする。

そして、結論として、特異点以下の荷重強度によつて得られる変形のうち、非弾性成分はある
 載荷サイクルを経た後に一定値（図(b)）に収斂し、

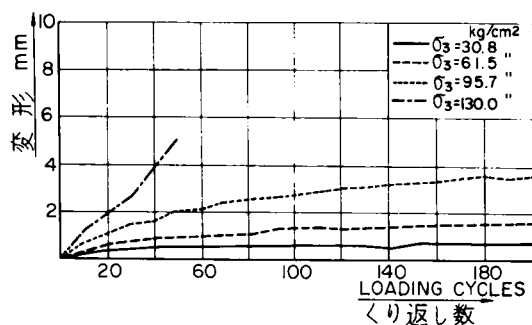


図-2.12 (b) 載荷サイクルとその繰返し荷重による変形量との関係

このように、変形曲線にあらわれる特異点は非常に重要な意味をもっている。

したがつて、少なくとも設計荷重による応力状態でこれらの特異点に至るようでは、非常に危険におちいることになるかも知れない。このように、特異点の考察は岩盤の強度的な評価はもちろん、基礎の安定性を評価する上に非常に重要なことであり、3章2節3項でも更に考察を加えることにした。

2.2.3 層状岩盤の強度特性

上に述べた考察は、基礎がとくに顕著な方向性をもつたり、断層をもつたりしない場合のいわば一般的な考察をした。しかし、実在の基礎岩盤では卓越した方向をもつたり、断層をもつたりした場合が多い。このような時の強度的な評価について考察してみる。

まず、断層がある場合にはその断層材料の強度は、当然周辺の岩盤の強度よりも小さく、基礎の安定性に直接かつ重大な影響をもつ。そのとき、強度とその面としての広がりが必要である。断層材料の強度は現地直接せん断試験によつて調べられること（黒四ダム、一ツ瀬ダム）もあるが、土質試験的に求めることも可能である。

卓越した方向性をもつ岩盤として層状岩盤を選び、その層理面とせん断強度の関係を調べた、その結果について若干の考察を加える^{⑬⑭}

試験は筆者が建設工事を担当した天ヶ瀬ダム基礎岩盤で行なわれた。岩盤は砂岩と粘板岩から成り、試験は粘板岩部分で行なれた。試験装置は図-2.9に示すものと相似である。

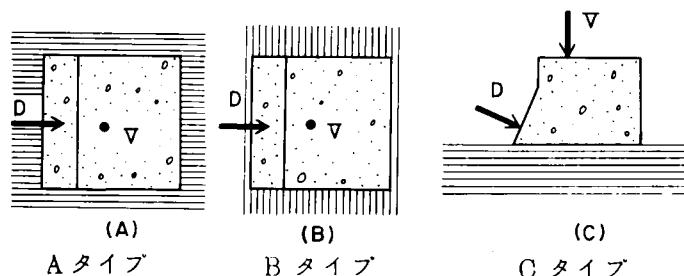


図-2.13 層理面とせん断力との関係 -16-

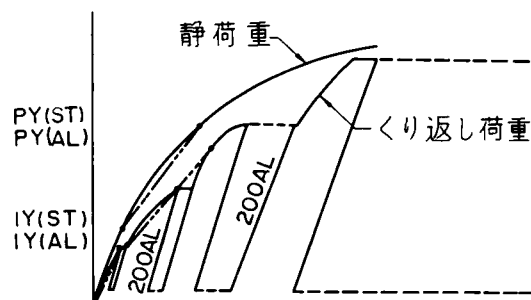
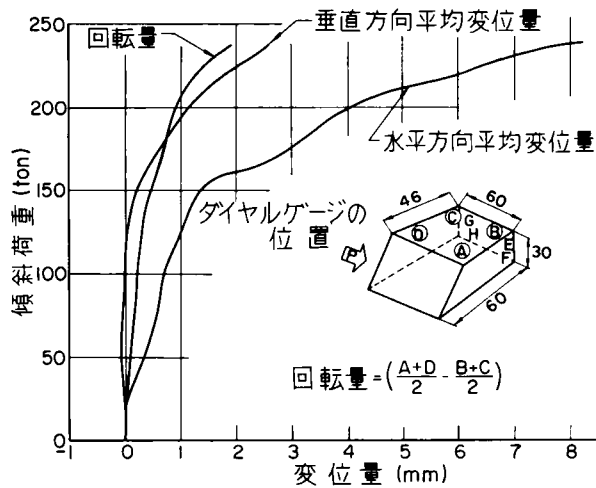


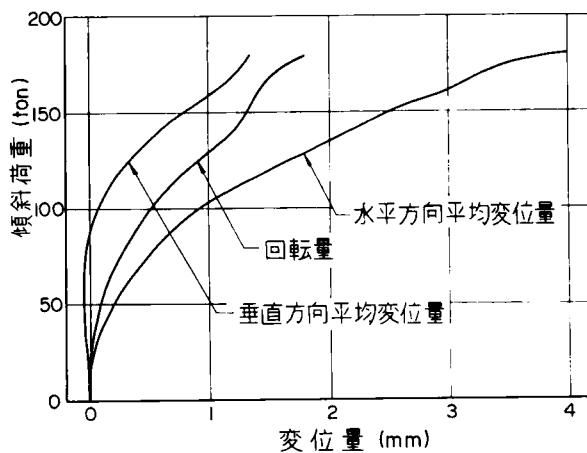
図-2.12 黒部第四ダムの岩盤変形試験
 (a) 変形係数の定義

変形の伸びはとまる。したがつて、その間の変形性は繰返し荷重によつて大きくは変化しない。しかし、特異点以上での繰返し応力によつては大きな変形を生じ、多くの場合破壊に直結する。すなわちせん断試験ではすべてのブロックが破壊につながり、岩盤3軸試験では12ケの内4ケが繰返し荷重によつて破壊に至っている。

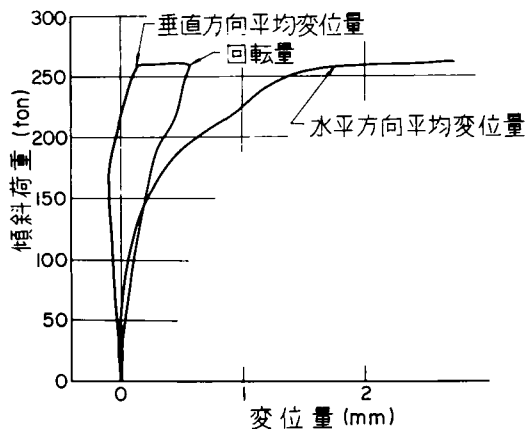
層理面と荷重の作用方向によつて図-2.13に示す3つの場合が考えられる。これを仮に(A), (B), (C)タイプと名付ける。それぞれのタイプで得られた荷重変位曲線例を示すと図-2.14のとおりである。



(a) Aタイプ



(b) Bタイプ



(c) Cタイプ

図-2.14 浮上りと回転とせん断方向変位の関係

2.1のようになる。

そして(C)グループが強度的にもつとも小さいことがわかる。

第3章6節で述べるように、筆者はさらに石膏を用いた模型実験によつて、その関係の調査研究を行ない、この現象を裏付けた。

以上岩盤の現地せん断試験を通して、岩盤の強度特性を要約すると

この結果をみると、変形性はそれぞれのグループで異なっている。それを特徴的に見出すために、変形曲線の特異点に着目して考察する。変曲点としておもなものは、先にも述べたように、浮上り点あるいはそれに類似する点と、破壊に近い荷重で得られる顕著な変曲点がある。(図-2.10)これをいま Q_1 、 Q_2 として、破壊荷重 F と対比して図示すると、図-2.15のように各グループによつて異なつた関係となる。まず、 $F \sim Q_2$ の関係が急勾配で値が大きいことは、急激に破壊に至ることを示し、逆にゆるやかな勾配で小さい値を示すことは、ゆるやかに破壊に至る現象とみられる。すなわち、(B)グループは変形曲線が初期の段階から漸变的に変化し、(C)グループではある荷重から急激に破壊に至るということを意味している。この傾向は $F \sim Q_1$ についてもほぼ同じようである。これは図-2.14からも了解される。これを現象的にながめると、図-2.13で(B)グループはせん断荷重の作用方向から逐次的に、平板の曲げによる折れ現象を伴ないながら破壊に至り、したがつて荷重水平方向変位は早くからゆるやかに、しかも大きな変位が生ずる。しかし、(C)グループでは、逆に全せん断面での破壊が比較的短い時間に生じ、変形は小さく、その増加の割合が小さい。(A)グループは丁度その中間的な場合に位置するようである。

これを強度的にみると、図-2.16のように各グループによつて強度に差が認められる。

これから抽出される定数を一括整理すると表-

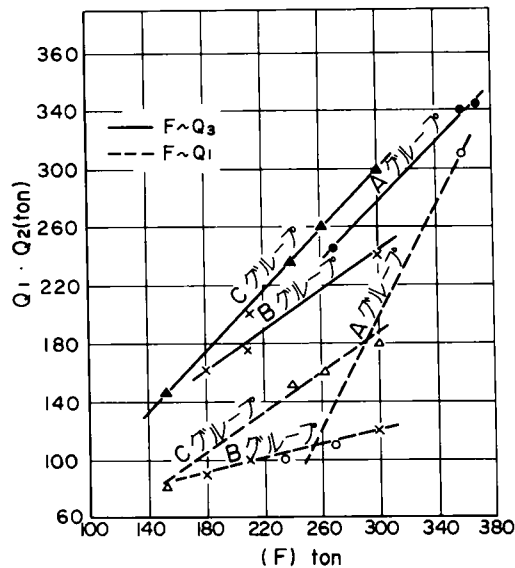


図-2.15 $F \sim Q_3$, $F \sim Q_1$ の相関

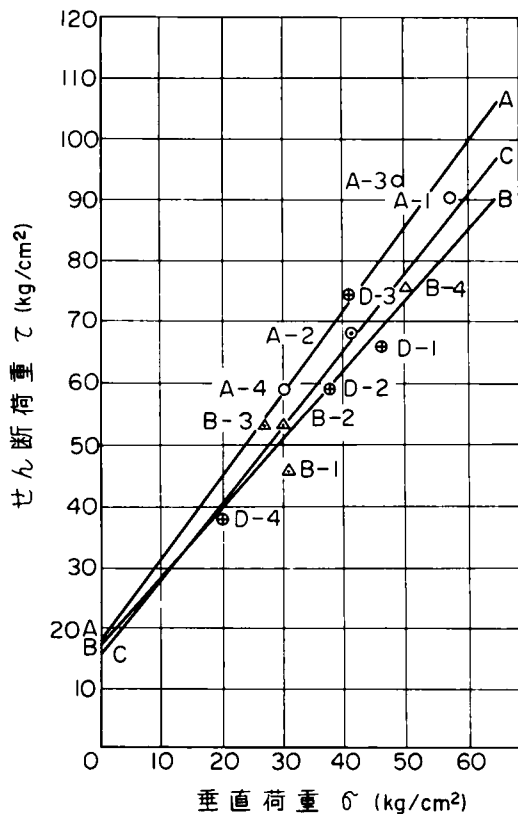


図-2.16 せん断試験結果

表-2.1 グループ別強度定数

| グループ | 変形係数 | 結合力 τ_0 (Kg/cm ²) | せん断摩擦係数 ($\tan \phi$) |
|------|---------------------------|---------------------------------------|----------------------------|
| (A) | 28,000 Kg/cm ² | 17.6 | 1.37 |
| (B) | 27,000 | 16.6 | 1.15 |
| (C) | 51,000 | 15.2 | 1.26 |

- 1) 岩盤の破壊は圧縮領域では実用的にクーロンの式で表わし得る。そして強度の推定には現地岩盤によるせん断試験が有効であると判断される。
- 2) せん断試験によつて得られる破壊に至るまでの変形曲線には、2, 3の変曲点がある場合が多く、せん断破壊が局部的に起り始めた事を意味すると考えることができ、その強度は岩盤の強度はもちろん、岩盤基礎の安定性を評価する上に非常に重要である。
- 3) 岩盤内に存在する不連続面が方向性をもつときには、その面とせん断面との関係によつて、強度的に差異が生じ、基礎の安定性はそれを考慮しなければならない。

基礎が断層をもつ場合には、その面はせん断強度が弱いことは言うまでもなく、その強度および断層面の広がり直接基礎の安定性を支配する場合がある。

2.3. 基礎の安定性と岩盤の力学的性質

以上述べて来た岩盤の力学的性質に関する若干の考察から、われわれが基礎の安定性を考える上で考慮しなければならないことは、岩盤が種々の不連続面をもつ亀裂体であるという事である。しかもその不連続面は決して画一的に取扱うことができない場合が多く、その力学的性質をより複雑にしている。

そして、これが原因となつて変形の仕方や応力の伝わり方、さらに破壊現象が複雑になつている。

しかし、現状ではその性質は定量化し得るまでにはいたつておらず、基礎の安定解析を行なう上に、それを定量的に十分考慮することは殆んど不可能に近い。

しかし、基礎の安定性をより合理的に解析するためには、

岩盤の力学的性質に重大な影響をもつと考えられる因子を見出し、整理することが有効であり、各方面でその調査研究が行なわれている。⁽¹⁴⁾⁽¹⁵⁾

それらを通覧してみると，岩盤の力学的性質を支配する主要な因子としては，

- 1) 岩質すなわち岩片の力学的性質
- 2) 不連続面の規模と間隔と方向性と連続性
- 3) 不連続面の力学的性質すなわち不連続面の夾雑物の状態と性質

の3つがあげられよう。

基礎岩盤に多数の不連続面が同規模で，しかも全くランダムに通っている場合には，マクロに眺めると平均的な取扱いが可能となるであろう。

したがって安定計算上は，卓越した不連続面あるいは卓越した方向をもつ不連続面群の有無，およびその広がりが問題となり，その有無によつて計算の取扱いが異なるであろう。

すなわち，

- 1) 岩盤が比較的均質，等方性的な粒状体とみなされる場合
- 2) 卓越し，十分の広がりをもつ弱層とか不連続面群をもつ場合

の2つに分けて取扱うのが便利がよいであろう。

第 3 節 従来の基礎安定解析方法の概観

従来とられて来た基礎岩盤の安定解析方法のうち、おもなものはつぎのようなものである。

- 1) 土質力学的な方法
 - i) 円弧すべり面法
 - ii) 塑性理論に基づく支持力理論
- 2) 構造力学的な方法
 - i) ロッキービラーによる方法
 - ii) W.Wittkeの提案する方法
- 3) 模型実験による方法

これらはそれぞれに種々の仮定や省略の上に成り立っているものであって、先に述べたように、解析の対象とする岩盤の力学的性質の特徴について、その仮定や省略を十分検討しておくことが、解析結果の評価の上に非常に大切なことであると考えられる。そこでまず上記の主な基礎安定解析方法について概観しておく。

3.1 円弧すべり面法

まず、基礎の安定解析方法として、従来もっとも広く用いられているのが土質力学的な方法であって、とりわけ円弧すべり面法が多く用いられている。

円弧すべり面法は土斜面の安定性を検討する方法として、20世紀初期から用いられ始めたとされている。その後スエーデンにおいて斜面崩壊の実例を多数調査して、破壊面の形状が円筒状であることを見出し、その後 W.Felleniusらによって円弧すべり面による安定計算法が開発された。

円弧すべり面法の基本的仮定あるいは省略はつぎの3つである。

- 1) 材料の破壊条件を先に述べたクーロンの式で表わすものとする。

$$\tau = \tau_0 + f\sigma \quad (f = \tan \phi) \dots\dots\dots (2.2)$$

- 2) 破壊面は規則的な形、ここでは円弧をなすものとする。斜面を構成する材料は等方等質とする。しかし、等方等質の材料が層をなすことは計算の手続きが若干複雑になる程度で解決し得る。

- 3) 間隙水圧による作用力は、全垂直応力から間隙水圧を差引いた、いわゆる有効応力によって表わされるものとする。

安全率の定義は種々の形で行なわれているが、つぎのように定義されるのが一般である。

すべり面が平面とすると

$$F_t = \frac{\text{せん断抵抗力}}{\text{せん断作用力}} \dots\dots\dots (2.3)$$

すべり面を円弧と考えると

$$F_m = \frac{\text{円弧の中心に関するせん断抵抗力のモーメント}}{\text{円弧の中心に関するせん断作用力のモーメント}} \dots\dots\dots (2.4)$$

斜面の安定解析は上記の仮定および定義にしたがって行なうが、ある斜面に対して想定されるすべり面は無数に考えられ、それぞれのすべり面に対してそれぞれの安全率が計算される。云いかえると、上の定義になる安全率はすべり面の中心及び半径の関数であり、その最少値がその斜面のすべりに対する安全率となり、その値によって斜面の安全性が評価される。その最少安全率に対するすべり面は限界すべり面と呼ばれている。

さて、この方法によって、具体的な計算を行なうとき、一番問題になるのはすべり面に沿って作用するせん断力および垂直力の算定である。ダム基礎の場合に斜面に作用する外力は、自重や間隙水圧などの容積力 (body force) と、水圧とかダムスラストなどの外力である。これらの物体力や外力によるすべり面に沿う応力成分は一般には数式的には解き得ない。

そこで、その取扱いを簡単にするために土質力学の分野では簡便法や図解法が考えられている。

また、一般に土質力学の分野では、自重とか間隙水圧などの物体力が破壊力となる場合が多い。物体力は地山容積量に直接関係するから、スライス法などの簡便法がとられている。

岩盤から成るダム基礎の安定性を、この考えに基づいて解析している例として、重力型式のダム基礎の安定解析と、アーチダム基礎の安定解析がある。

基礎安定性を 2 次元的に取扱い得る重力型式のダムでは、ダム本体と基礎との接触面が一つの弱点になり得ることから、次式で示される Henny の式による安全率がダム本体の形状決定の一つの指標となっている。

$$S.F = \frac{\tau_0 L + f V}{T} \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに L はダムベース幅、 T, V はダムベースに作用する外力のせん断力成分および垂直力成分である。これは (2.3) 式による定義と同一であって、すべり面を平面と見做していることになる。

重力型式のダムで、ダム軸に直交する 2 次元面で岩盤線が水平な場合で、しかもダム本体と岩盤の接合面が一つの弱面となっている場合には、この取扱いは妥当なものである。

しかし、第 5 章で述べるように基盤が大きな断層をもっているような場合とか、基盤それ自身の強度が小さいときには、かならずしも両者の接合面が破壊面とはならないかも知れない。従って一般的な他のすべり面についても検討する必要がある。

また円弧すべり面計算はアーチダムの基礎の安定解析に利用されている。

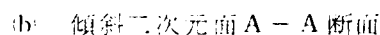
アーチダムの基礎の安定性は 3 次元的な現象であって、3 次元的なすべり面が用いられねばならないであろう。しかし実際には 3 次元的な取扱いは非常に複雑であって、極めて困難である。したがって便宜的な方法によって 2 次元化が行なわれているのが一般である。そのことについては第 4 章で考察する。

一般に行なわれているのは水平 2 次元面による方法である。また L.Müller⁽¹⁶⁾ によって傾斜

それはダムのスラストが地山の自重によって、鉛直方向に下に曲って行く、この様子をあらかじめ明らかにしておけば、このスラストを含む2次元面を選ぶことによって、合理的な2次元的な解析を行うことができるとしている。しかし具体的な解析計算では自重のとり方が問題になる。すなわち自重を考える範囲は岩盤が破壊すると考えられる部分であるから、それをあらかじめ定めることはできない。

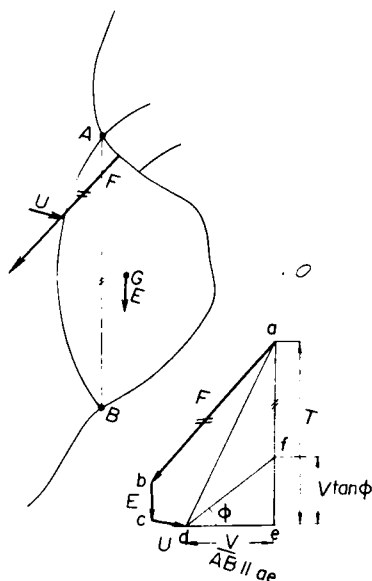
これらの力（自重 G 、浸透水圧 W 、地震力 E ）を合成すると、図-2.17（a）に示すようなスラストの折線が得られる。標高別スラストラインが岩盤内でほぼ平行をなしているのは、地山自重を考える範囲が一定と考えているためであろう。

ダム基礎岩盤を円弧すべり面法によって解荷検討するとき、これが斜面の安定計算と最も大きく異なるのは、容積力以外の外力が主な破壊力となるということで、容積力のみによって、基礎の安定性が危険な状態にあるとは考えられない。したがって、外力によるすべり面沿いの応力成分を求めることが必要である。しかし、それは一般には困難な問題であって、模型実験法によ



F: ダムスラスト E: 地震力
G: アバットメントの自重 R_{EGW} 等EGWの合力
W: 水圧 H: 断層面

图-2.17 傾斜二次元面



て求めている例がある。⁽¹⁷⁾

そこでこれを簡便に取扱って図-2.18 に示すように、外力の合力をすべり面 \widehat{AB} から得られる弦 \overline{AB} に沿って分解し、せん断力 T 、および垂直力 V を得て、次式によって安全率と定義している。

$$S.F = \frac{\tau_0 \widehat{AB} + V \tan \phi}{T} \dots\dots\dots (2.6)$$

(2.6) 式は $\widehat{AB} = \overline{AB}$ のときに最少となり、この安全率によれば、(2.5) 式と同じ安全率となる。実用的にはこの安全率を見出している。

3.2 支持力理論による方法

図-2.18 作用外力の求め方

円弧すべり面法が単純な限界平衡によって、斜面の安定性を取扱おうとするのに対して、ランキンの流れを踏えて問題をもう少し厳密に取扱おうとするものに支持力理論がある。これはKötterに端を発するもので、平衡方程式と破壊条件式を組み合わせ、各点で限界状態を示す方程式系に表わそうとした 1920年 Prandtl がこの問題を発展させ、直線と曲線群から成るすべり線網でこの問題に解を与えた。⁽¹⁸⁾

しかし、ここでは自重は考えられていない。その後 Von Kármán (1927) や Caquot (1934) によって理想的な粒状媒質の限界平衡について研究がなされ、擁壁に作用する圧力が計算されている。

その後、Terzaghi や Mayerhoff が実際問題と関連させて発展させた。他方 Sokolovski⁽¹⁹⁾ (1939) は自重を考えた場合の解を見出し、種々の問題を取扱っている。

以下ではその理論の概要を考察する。

これらの理論で塑性条件式はより複雑な式で表わされることもあるが、一般にクーロンの式(2-2)で表わされるとしている。これを応力成分で表示すると、2次元問題(平面ひずみ問題)では、

$$\frac{1}{4} (\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 = \frac{\sin^2 \phi}{4} (\sigma_x + \sigma_y + 2H)^2 \dots\dots\dots (2.7)$$

$$H = \tau, \cot \phi$$

これに対して、平衡方程式は

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y$$

(2.7) 式と(2.8) 式を境界での応力条件の下で応力成分 σ_x σ_y , τ_{xy} を求めることは静定で

ある。しかし、部分的にも変位またはひずみを境界条件とするときにはこの問題は不静定となる。したがって、二次元問題も平面ひずみ問題に限って取り扱われる。この方程式系の解はつぎのようになる。

(2.7) 式を恒等的に満足する応力成分として、

$$\begin{aligned} \left. \begin{aligned} \sigma_x \\ \sigma_y \end{aligned} \right\} &= \sigma (1 \pm \sin \phi \cos 2\rho) - H \\ \tau_{xy} &= \sigma \sin \phi \sin 2\rho \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\sigma = H + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

ここで σ , ρ が新しい変数である。 ρ は x 軸と第一主応力軸のなす角である。(2.9) 式を (2.8) 式に代入すると、

$$\begin{aligned} x &= \frac{\cot \phi}{2} \ln \frac{\sigma}{\sigma_0}, \quad 2\mu = \frac{\pi}{2} - \phi \quad \text{とおけば} \\ (1 + \sin \phi \cos 2\rho) \frac{\partial x}{\partial \rho} + \sin \phi \sin 2\rho \frac{\partial x}{\partial \phi} - \cos \phi (\sin 2\rho \frac{\partial \rho}{\partial x} - \cos 2\rho \frac{\partial \rho}{\partial y}) &= \frac{\cot \phi}{2\sigma} X \\ \sin \phi \sin 2\rho \frac{\partial x}{\partial x} + (1 - \sin \phi \cos 2\rho) \frac{\partial x}{\partial y} + \cos \phi (\cos 2\rho \frac{\partial \rho}{\partial x} + \sin 2\rho \frac{\partial \rho}{\partial y}) &= \frac{\cot \phi}{2\sigma} Y \end{aligned} \quad (2.10)$$

ここで、さらに次式に従って変換すると、

$$\xi = x + \rho, \quad \eta = x - \rho \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

(2.10) 式はさらに簡単になって、

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \tan(\rho - \mu) \frac{\partial \eta}{\partial y} &= a \\ \frac{\partial \xi}{\partial x} + \tan(\rho + \mu) \frac{\partial \xi}{\partial y} &= b \quad \dots\dots\dots (2.12) \\ a &= \pm \frac{X \sin(\rho \pm \mu) - Y \cos(\rho \pm \mu)}{2\sigma \sin \phi \cos(\rho \pm \mu)} \end{aligned}$$

となり、Hyperbolic type に属することがわかる。そして、その特性線は2組あって、

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= \tan(\rho \pm \mu), \\ \frac{d\eta}{dx} &= a, \quad \frac{d\xi}{dx} = b \quad \dots\dots\dots (2.13) \end{aligned}$$

となり、すべり線と一致する。

特性線は $X = Y = 0$ (物体力のないとき) のときには α , β を任意なパラメーターとして、次の正準型に書きあらわされる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial \alpha} &= \tan(\rho - \mu) \frac{\partial x}{\partial \alpha}, \quad \frac{\partial y}{\partial \beta} = \tan(\rho + \mu) \frac{\partial x}{\partial \beta} \quad \dots\dots\dots (2.14) \\ x - \rho &= \eta = \eta(\beta), \quad x + \rho = \xi = \xi(\alpha) \end{aligned}$$

α , β に ξ , η を代入し、その変換行列式 $\frac{\partial(x, y)}{\partial(\xi, \eta)} \neq 0$ であれば、(2.14) 式は、

$$\frac{\partial y}{\partial \xi} = \tan(\rho - \mu) \frac{\partial x}{\partial \xi}, \quad \frac{\partial y}{\partial \eta} = \tan(\rho + \mu) \frac{\partial x}{\partial \eta} \quad (2.15)$$

と書きあらわされ、(2.12)式の解であることが証明できる。

X, Yが0でない物体力のある場合には、特性線は次式で書きあらわされる。

$$\frac{\partial y}{\partial \alpha} = \tan(\rho - \mu) \frac{\partial x}{\partial \alpha}, \quad \frac{\partial y}{\partial \beta} = \tan(\rho + \mu) \frac{\partial x}{\partial \beta}$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial \alpha} = a \frac{\partial x}{\partial \alpha}, \quad \frac{\partial \xi}{\partial \beta} = b \frac{\partial x}{\partial \beta} \quad (2.16)$$

ここで、変換行列式 $D = \frac{\partial(x, y)}{\partial(\alpha, \beta)} \neq 0$ のとき、

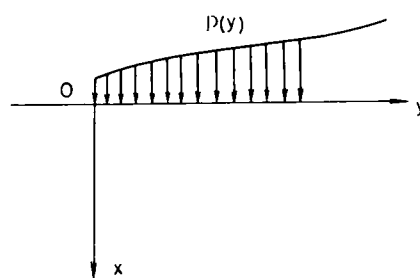
(2.16)式が(2.12)式の解となることが証明される。

したがって、(2.12)式をとくことは(2.15)ある

いは(2.16)式を解くことに帰着する。

つぎに最も簡単な場合について解を見出しておこう。

図-2.19に示されるように半無限体の $y > 0$ の部分に分布荷重 $p(y)$ の作用する場合の安定性を考える(平面ひずみ状態)。



この問題には2つの解が見出される。一つは最少圧力、 図-2.19 座標と荷重

他は最大圧力である。前者は $y < 0$ 部の浮上りによる、後者は $y > 0$ 部の浮上りによる限界になる $y < 0$ 部に必要な分布荷重 $q(y)$ を見出すことである。ここでは最少圧力を求める。(2.9)式から $x = 0$, $y > 0$ の境界条件から、

$$\sigma = (p(y) + H) / (1 + \sin \phi), \quad \rho = 0 \quad (2.17)$$

$$\text{また、} y < 0 \text{ では } \rho = -\frac{\pi}{2}, \quad \sigma_x + H = \sigma(1 - \sin \phi) \quad (2.18)$$

この両者に対応する ξ, η は(2.11)式から図-2.20に示されるようになる。

$O_1 A$ は $y > 0$ の境界に対応し、 $O_2 B$ が $y < 0$ に対応する。 O_2 は(2.18)式の一点である。 ξ は $\xi_1 - \xi_2 = -\frac{\pi}{2}$ でなければならない。したがって、積分領域は両者の結合されたものであらわされ、その領域内で(2.15)式を積分する。

この問題で基盤が安定性を保つに必要な $y < 0$ 部分に作用する荷重 q は、図-2.20で O_1 と O_2 の η が等しくなるという条件から、

$$q + H = (p + H) \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \exp(-\pi \tan \phi) \quad (2.19)$$

を得る。自重を考える場合も同様のとり扱いができる

ソコロフスキーは、この解をさらに他の問題すなわち傾斜荷重に対

$y > 0$, $y < 0$ に対応する ξ, η する解、斜面の安定問題などに適用している。

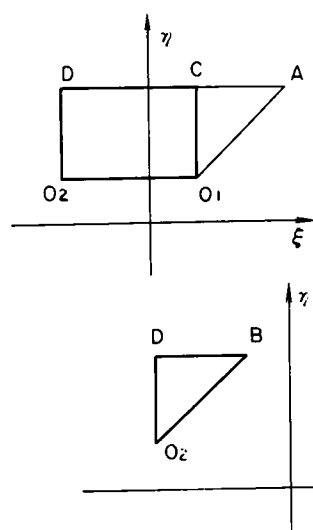


図-2.20

ダムの基礎岩盤に、このような支持力理論を適用している例として、P.Stojie⁽²⁰⁾があげられるが、事実とはかなり異なることを指摘している。この事については後で若干の考察をする。

3.3 ロッキー・ピラーによる方法

構造力学的な方法の1つとしてよく用いられるこの方法は、川俣ダム基礎の安定解析に当って採用された⁽²¹⁾。その特色とするところは、基礎が卓越した方向性をもっていたり、比較的大規模な断層をもっていて、もし、基礎が破壊するとすれば、それらの不連続面が直接関係すると考えられるような基礎に対して有効であるということである。

川俣ダムサイト左岸は図-2.21に示すような断層F30（幅5～7m）とシーム群（N15～30W，75°～80°W，幅0.3～3.0m）が存在していた。

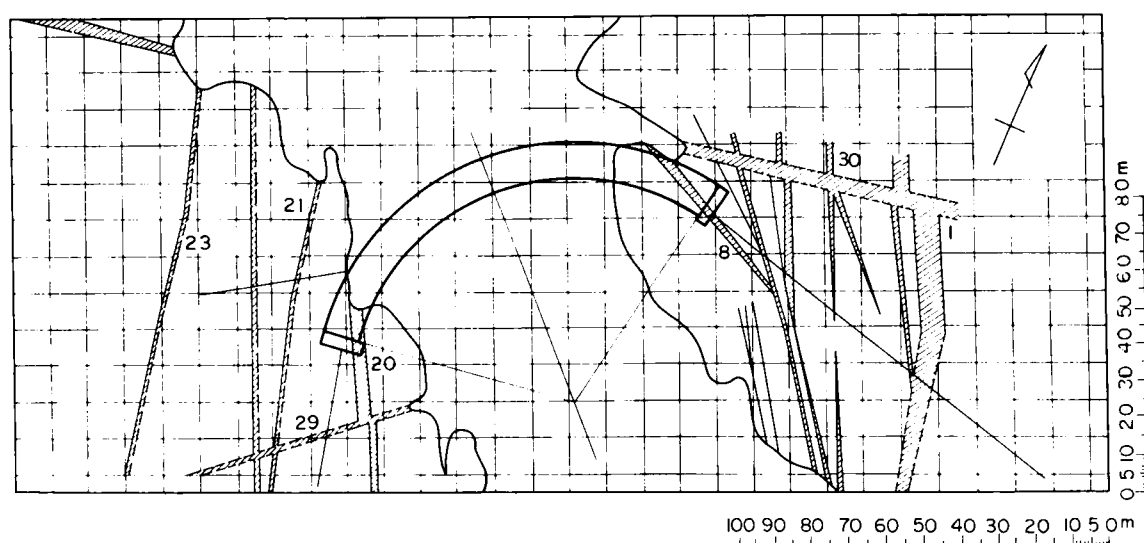


図-2.21 川俣ダムサイト水平地質断面図（EL.930）

したがって、それらの不連続面が破壊面を構成すると考えられ、それらの面と自由面で囲まれた岩柱（ロッキー・ピラー）が、外力に耐え得るかどうかを検討することによって、基礎の安定性評価の指標とした。

ピラーはこの場合には比較的鉛直となっており、背面に弾性床をもった片持ばりをなしていると考えられる。従って、ピラーの支えなければならぬ外力を求めるためには、背面反力を知る必要がある。すなわち、ピラーの片持ばりたわみ量と裏山及び背面の断層材料のたわみが等しいとして、背面反力が計算される。以下の計算は米国開拓局漏アーチダムの試算解析法を参照して行なった。標高 m の裏山及び背面断層材料の変形 d_1 は背面反力を p_m として、

$$d_1 = p_m \left(\frac{T'}{E'} + \beta' \right) \dots \dots \dots (2.20)$$

ここに T' :背面断層の厚さ、 E' :背面断層材料の弾性係数、 β' :基礎常数。

またピラーの標高 m における片持ばりとしてのたわみは

$$d_2 = \sum_n \delta_{n,m} (P_n - p_n) \ell_n \dots \dots \dots (2.21)$$

式中 $\delta_{n,m}$ は単位三角荷重による標高 m における片梁ばりのたわみで

$$\delta_{n,m} = \sum (M_n \alpha + V_n \alpha_2 + \sum \frac{M_n}{E_R I} \cdot \Delta Z) \cdot \Delta Z \\ + (V_n \gamma + M_n \alpha_2 + \sum \frac{V_n \cdot K}{AG} \cdot \Delta Z)$$

ここに P_n : 標高 n の外力の裏山に垂直な成分, p_n : 標高 n の P_n による反力強度, ρ_n : 標高 n のピラー背面の巾, α, α_2, γ : 基礎常数, E_R : 岩盤の弾性係数, A : ピラー断面^積, G : せん断弾性係数, K : 形状係数である。

したがって裏山の反力 P は次の連立方程式の解として求められる。

$$P_m (T' E' + \beta') = \sum_n \delta_{n,m} (P_n - p_n \cdot \rho_n) \dots\dots\dots (2.22)$$

以上によって、外力から裏山の反力を差し引いた力が求められたが、この力がロッキープラーの底面および背面のせん断抵抗によって、支持されなければならない。その安全率は近似的に次式で定義されている。

$$SF = \frac{1}{H} (\tau_R \cdot A_R + f \sum W + \tau_F \cdot \sum A_F) \dots\dots\dots (2.23)$$

ここで、 H : ピラーの受けもつ力, $\sum W$: ピラーの自重, τ_R : ピラー底面の岩盤のせん断抵抗強度, A_R : ピラーの底面積, τ_F : 背面断層材料のせん断抵抗強度, $\sum A_F$: 背面断層の面積, f : 岩盤の内部摩擦係数

このように計算される値を標高別、さらに他の想定し得るピラーについて計算し、基盤の安定性の評価が行なわれた。

W. Wittke⁽²²⁾ の提案する方法の特徴的な事項は P. Londe⁽²³⁾ の提案するものと同種であって、破壊する岩盤のマスとして層理面、節理面、断層面などで組立てられる四面体（前者はその制限なし）を想定し、その安定性が解析されている。

この場合、岩盤の抵抗強度は引張り抵抗強度や粘着性的抵抗強度は考えず、内部摩擦係数のみ考える。すべり面に作用する垂直力とせん断力は、平衡関係から計算される。すべり破壊が生ずるかどうかなわち、安全率は両力から計算される内部摩擦係数 $\tan \phi'$ と実存の限界摩擦係数 $\tan \phi$ の比によって定義される。

$$S.F = \tan \phi' / \tan \phi \dots\dots\dots (2.24)$$

実際の安全率は引張抵抗強度や粘着性的抵抗強度のために (2.24) 式で示されるものよりも安全側にあると判断している。

3.4 模型実験による方法

断層や節理面が複雑な形で存在するときには、前項で取扱った方法に代って、あるいはこれらと平行して、模型実験によって安定性を総合的に判断することが多い。模型実験では応力や変形を求めるための弾性領域内での実験と、耐力力を求めるための破壊実験の2種が行なわれている。その実例として、黒四ダム²⁴、川俣ダム²⁵、湯田ダム²⁶ などがある。とくに黒四ダムの例では3次元的な安定問題を系統的な模型実験によって処理し、有力な判断のための資料を得ている。

この種の実験はその後も、いろいろな形で行なわれているようであるが、現地岩盤の力学的性

質の把握とその模型への再現，およびとくに破壊実験に対する相似律の問題，さらに後述する安全率の問題などの非常に困難な問題を含んでおり，むしろ定性的な判断の資料として，大いに役立っているのが現状であろうと思われる。

第 4 節 結 言

本第 2 章においては、最近の岩盤力学に関する研究の中で、基礎の安定性に影響を及ぼす岩盤の力学的性質として、岩盤の変形特性ならびに力の伝達機構とせん断強度に関する考察を第 2 節で行なった。そして岩盤の強度は実用的にはクーロンの法則に従うものと考えてよいことや、基礎の安定性には不連続面の特性を十分に考慮する必要があることを述べた。

また第 3 節で概観した従来安定解析方法を個々に眺めると、種々の仮定と省略を行っており、これらの方法を実際に適用するに当たっては、それらの仮定と省略を充分認識しておかねばならない。

特にそれらの仮定の中で共通している問題点として、岩盤の強度条件を如何に設定するかという問題を除いても、なお 3 つの問題がある。即ち、

- 1) それぞれの解析方法で定義される安全率の工学的意義
- 2) それぞれの解析方法で推定されるすべり面の形状及び位置の確からしさ
- 3) すべりの安全率とすべり線上の個々の点での安全率の分布

このように考えると、実際の基礎岩盤の安全率を評価する上において、さらに全体のすべり安全率と点安全率との取り扱いをどのようにすべきかの問題も生じてくる。

まず 1) の安全率の工学的意義については、基礎の安定性に関して、主として何に対して余裕を見込むべきかを明らかにし、全体として要求される安全率をより合理的に満足するように配慮する必要がある。

2) のすべり面の形状及び位置の確からしさについては、その推定が正確なものである程その結果の信頼度が高く、またより効果的、経済的な基礎処理設計が可能となる。

従ってすべり面の形状や位置などについて、その確からしさが一段と検討されねばならないと考える。

さらに 3) のすべりの安全率とすべり線上の個々の点安全率の分布については、従来の検討方法がすべてある破壊面に沿う全体的な安全率を取り扱っているが、破壊が一時的におこることはあり得ない。即ち岩盤の破壊現象は 2 章 2 節 2 項で述べたように、局部破壊に対する条件を考慮する必要がある。従ってすべり線上の個々の点の安全率の分布を是非知らねばならない。

岩盤内の応力の伝達機構は、連続弾性体とは異なって不連続面の方向性とも関係するが、荷重の作用方向に集中的に力が伝達される。このことは岩盤内応力、ひいては基礎の安定性を問題にする時に非常に重要なことであって、今後定量化への努力がなされなければならない。

現状においてはこうした不連続体の力学体系が確立されていないので、筆者が以下に提案する基礎安定性の検討方法や、ダム基礎の合理的設計法では、岩盤内応力があたえられたものとして論述を進めることにした。従って本論文で述べる実例については、断層を含んだ弾性体として岩盤内応力を求め、これにもとづいて安定解析を行なっているが、将来岩盤力学の体系が確立された時点においては、応力の値は当然修正されるべきであろうが、応力から安定性の検討を行なう

過程についての妥当性は損なわれないものと考えられる。

参 考 文 献

- 1) 建設省鳴子ダム工事事務所：“鳴子ダム工事誌” 1951
- 2) 青木謙三：“一ツ瀬アーチダム基礎に関する諸測定（その一），（その二）” 発電水力
№56, 57
- 3) 野瀬正儀：“現地岩盤試験，岩盤の特性に関する一般的試験およびそれらに基づく黒四ダ
ムの設計について” 大ダム，26号 1963-12
- 4) 多目的岩盤試験班：“日本の多目的ダムにおける岩盤試験” 大ダム №27 1964-3
- 5) 地盤研究班：“境川ダム地点の岩盤研究” 電研報告（土木63001） 1963.4
- 6) ダム構造研究室：“岩盤の変形係数測定に関する2,3の考察” 土木技術資料 5-9
（1963）
- 7) 林 正夫：“^全ひびわれ性基盤，斜層基盤の応力伝播の特性およびアーチダムの基盤の滑
り破壊^{安定}率の分布に関する考察” 第一回岩盤力学シンポジウム（1962）
- 8) A. Nádai：“Theory of Flow and Fracture of Solids” Macgraw-Hill
Book co. 1950
- 9) 土木学会：“土木技術者のための岩盤力学” 41年11月
- 10) 君 島：“境川ダム地点の岩盤研究（第4報）—せん断試験” 電研報告，土木
64004 昭和39年7月
- 11) 野瀬正儀
- 12) F. Ishii and others：“On the characteristics of a bedded rock”
1st Congress of International Rock Mechanics, Lisbon, 1966
- 13) ダム構造研究室：“岩盤の現位置強度試験について” 土木技術資料 6-9 昭和39年
- 14) 田中治雄：“土木技術者のための地質学入門” 山海堂，1964
- 15) 岡本，安江：“ダムサイトにおける岩盤区分の試み” 土木技術資料 8-9 昭和41年
- 16) L. Müller：“Safety of Rock-Abutments on Concrete-Dams” 7th Cong-
ress of Large Dams, R, 90. Rome, 1961
- 17) 例えば建設省土木研究所：“下久保ダム右岸岩盤の安定性解析報告書” 昭和38年3月
- 18) L. Prandtl：“über die Härte Plastischer Körper” *Nachr. Ges. Wiss.
Göttingen (1920) 74*
- 19) V. V. Sokolovski：“Statics of Soil Media” Butter Worths Scienti-
fic Publi., London 1960
- 20) P. Stojie：“Einige Betrachtungen betreffend die Meyerhofsche
für die Berechnung der Tragfähigkeit Von Bogenmauerauflagern”
Rock Mech. 1964

- 21) 土木学会：“工事誌，川俣ダム”
- 22) W.Wittke：“Verfahren zur Berechnungen der Standsicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschungen” Rock Mech. 1965
- 23) P.Londe：“A Three - Dimensional Method of Analysis for Rock Slopes.”
- 24) 高野 稔：“アーチダムの基盤の安全性に対する実験的検討方法に関する研究”
土木学会論文集 78号 1962.1
- 25) 中村ほか：“川俣ダム基礎処理” 第1回岩力シンポ 1962
- 26) 富士野，花籠：“湯田ダムの基礎処理施工計画” 第1回 岩力シンポ 1962

第3章 2次元的な基礎岩盤の安定解析方法の提案

第1節 概 説

第2章では従来の基礎岩盤安定解析方法を通覧し、それらを適用して基礎岩盤の安定性を評価する上に、注意すべきことについて考察を加えた。

そして、基礎岩盤の安定性をより合理的に解析するためには、岩盤に各種多様の不連続面が存在していることから、これを従来のように均質材料から成る材料として、平均的な取扱いのみでは基礎岩盤の安定性が十分合理的に解析できない事が考えられる。すなわち2章4節で考察したように、従来の解析方法に関して4つの問題点があり、それを明らかにすることが基礎岩盤の安定性を、より合理的に解析する方法につながるものと考えられる。それは、

- 1) 安全率の工学的意義
- 2) 破壊面上での点安全率の分布
- 3) 破壊の安全率と点安全率の工学的評価
- 4) 破壊面の形状とその位置の確からしさ

である。

第1点の安全率の工学的意義としては、従来の解析方法で定義されているものが、どのような工学的意義をもっているのかを明らかにしている場合が少なく、したがって多種の解析方法による安全率の単なる比較をしても、意味がない場合がある。本章2節ではまずその点について若干の考察を加える。

次に第2点及び第3点の安全率そのものの値とその評価について考えてみる。普通には安全率はある破壊面上での全体的安全率に取り上げられている。しかし、実際種々の物体の破壊で、破壊が一時に生ずることはまれで、まず塑性的な変形を生じ、さらに局部破壊を生ずると考えられる。したがってその破壊面に沿う安全率分布を知っておくことが重要である。

例えば、ある破壊面に沿う全体的安全率が同一である2つの事例を想定しよう。そのとき、その面上での安全率の分布が一方は部分部分で値がかなり異っており、他方は略均一な値をもつとすると、工学的見地からすれば、後者の方がより安全であるという判断がなされるであろう。これは前者の場合には個々の安全率の小さい部分で、早くから塑性的な変位が生じ、安全率の均等化が行なわれるが、完全に均等化される前に部分的に破壊が生ずる可能性があり、このため部分的な強度低下や、浸透水の状況の変化などの問題が生じて来ると考えられる。

こうした考察から、個々の点での安全率の分布を知っておく必要が生じて来る。しかし一方、前述したように局部破壊が生ずる前に、塑性的な変形がある程度生じ、応力の均等化が行なわれる点に着目するならば、極限設計論的な全体的安全率も重要な意味をもってくる。従って基礎岩盤の安全性を論ずるに当たっては、全体的安全率と点安全率の分布との、いずれも重要であり、両

者をどのように評価するかはきわめて重要な問題である。この点について2節に考察する。

第4点のすべり面の形状および位置については、従来の方法ではこれに適当な仮定、例えば円弧を適用したり岩盤の地質学的な状況、例えば断層とか卓越した方向をもつ層理とか節理などから、あらかじめ破壊面を定めている。しかしその確からしさについては殆んど検討されていないのが現状であって、それを明確にする努力が払われなければならないと考える。もし、破壊面に対する確からしさが増すと、推定された安全性の信頼度が高くなり、工学的にはその基盤の改良処理対策、例えばグラウチングによる改良とか、コンクリートによる置き換えなどが、合理的に実施し得ると考えられる。

こうした4つの問題を考え合せて、以下本章ではこれらを従来より一段と満足する方法について考え、一連の提案を試みる。すなわち、第2節で安全率の工学的意義について新たに考察を加え、第3節で基礎の安定解析方法を提案する。また、これらの提案された安定解析法の妥当性を検討するための適用例として、第4節において川俣ダム岩盤模型破壊実験への適用例を、第5節において半無限体へ適用して塑性理論との比較を行ない、第6節で石膏模型によるせん断試験結果への適用例について述べる。

第 2 節 安全率の工学的意義

2.1 ダムの基礎岩盤の安全率として見込むべき余裕

一般に構造物の設計における安全率とは、未知なものへの余裕であり、未知なもの集積でもある。しかしわれわれが設計を合理的に進めるに当っては、未知のもの解明と同時に、安全率のあるべき姿を明らかにする必要がある。

今ダムの基礎岩盤の安全率の問題を考える時、考慮すべき対象としては、解析に当って使用する作用荷重の仮定と、これによって生ずる岩盤内応力の評価と、破壊に対する岩盤の抵抗強度の評価などであろう。こうした要素の予測できない不確かさに対して余裕を見込むことになるが、今これらの要素の個有の特性と、その安全性に及ぼす影響について考えて見よう。

基礎岩盤に対してダム本体から作用する荷重に影響をあたえる、静水圧その他のダム本体に作用する荷重については、現在すべて可成りきびしい条件で設計されるのが慣例となっている。またこれらの荷重自身の特性も略究明されており、さらにこれらが予想を大きく上廻って増大する可能性がかなり小さいと考えられる。他に基礎への荷重としての地震力や間隙水圧についても十分配慮すれば、見込まねばならない余裕は余りないものと考えられる。

次にこうした荷重によって生ずる岩盤内応力については、第 2 章で述べたように岩盤内での応力の伝播機構が連続弾性体とは異なって、荷重の作用方向に集中的に力が伝播されるが、現状においては不連続体の力学体系が確立されていないので、その定量的な評価は困難である。従って基礎岩盤内部の応力評価に対して、どのような形で余裕を見込むべきか定性的にもわかっていない。

しかるに岩盤の抵抗強度の評価については、さきにも述べたように、一応これを実測または推定によって評価できるとしても、限られた配置の横坑内で、限られた個数の供試体から求めた資料にすぎない。

また試験の精度や岩盤自身の不均一性のため、数値自身もある幅をもたせて評価せねばならないと考えられる。さらに基礎岩盤は人為的に品質管理をして作ったものでなく、自然にあたえられた複雑なものであることから、その正確な実態を把握することは殆んど不可能に近い。また、さきに述べた間隙水圧が基礎の強度に与える悪影響についても、その詳しい評価は可成り困難であると考えられる。こうしたことから岩盤の抵抗強度の評価には、予測しがたい不確かさをまぬがれ得ないのが実情である。したがってわれわれはこれに対して、強度に対する余裕を相当多く見込まねばならない。

さらに後述するように荷重安全率は強度安全率より大きいので、岩盤内応力の評価に対する余裕についても、強度安全率をとる方が安全側となるから、ダム基礎岩盤の安全率として見込むべき余裕は、主として抵抗強度の形で見込まねばならないと言える。

2.2 安全率の種類

前項において、ダムの基礎岩盤に対しては安全率として見込むべき余裕は、主として強度に対

してであることを論じた。以下においては便宜上これを概念的に強度低下として取扱うものとする。

本項ではこの強度低下の現われる形により、安全率を規定する式がどのように変わるかについて検討を加えることにする。

岩盤の破壊条件式は前章でも考察したように、未だ明確にはされていないが、実用的にはクーロンの式で表わされるものとする。

$$\tau_u = \tau_0 + f\sigma \quad f = \tan \phi \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに τ_0 は純せん断強度、 f は内部摩擦係数、 ϕ は内部摩擦角、 τ_u はせん断破壊強度、 σ は破壊面に作用する直応力である。

一般に岩盤の強度としては τ_0 と f をもって表現しているが、強度が低下して破壊するのに次の3つの場合が考えられる。

- (1) τ_0 のみが $1/n$ に低下する場合
- (2) τ_0 と f とが共に $1/n$ に低下する場合
- (3) τ_0 が $1/n$ に、 f が m/n に低下する場合

(1) の場合は図-3.1 に示すように次式が成立する。

$$1 = \frac{\tau_0/n + f\sigma}{\tau} \quad \dots\dots\dots (3.2.a)$$

これを書き直すと

$$1 = \frac{\tau_0 + nf\sigma}{n\tau} \quad \dots\dots\dots (3.2.b)$$

となり、この場合の安全率は σ と τ が共に n 倍になった時と全く同一で、すべての荷重が n 倍になった時に破壊する時の安全率と一致する。

従ってこの場合の安全率を荷重安全率 (NL) と名付けることにする。

(3.2.a) または (3.2.b) 式を変形すると次式が得られる。

$$NL = \frac{\tau_0}{\tau - f\sigma} \quad \dots\dots\dots (3.3.)$$

(2) の場合は次式が成立する。

$$1 = \frac{\tau_0/n + f\sigma/n}{\tau} \quad \dots\dots\dots (3.4.a)$$

これを書き直すと

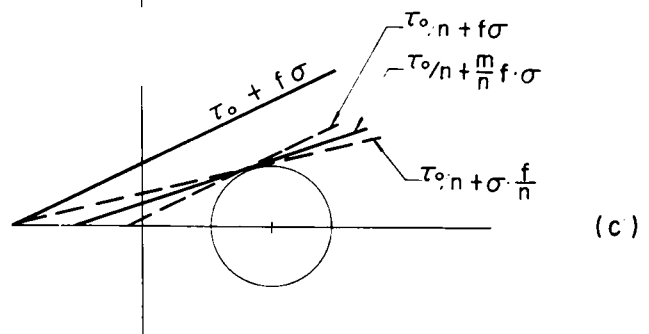
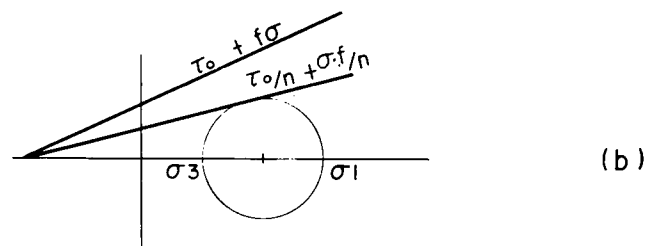
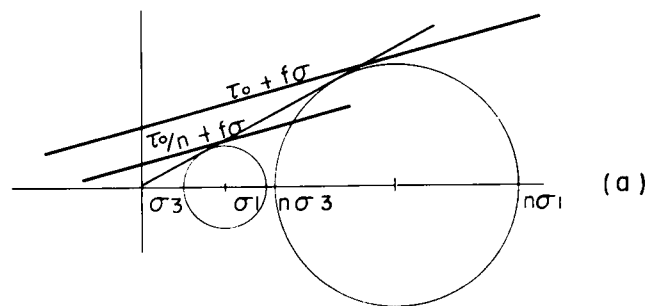


図-3.1 モールの円で表わした強度に対する安全率

$$1 = \frac{\tau_0 + f\sigma}{n\tau} \dots\dots\dots (3.4. b)$$

となり、この場合の安全率は τ のみが n 倍になった時に破壊する場合の安全率と一致する。この場合の安全率を強度安全率(N_s)と名付けることにする。

(3.4. a) または (3.4. b) を変形すると次式が得られる。

$$N_s = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (3.5)$$

(3)の場合には次式が得られる。

$$1 = \frac{\tau_0/n + m/n \cdot f\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (3.6. a)$$

これを書き直すと

$$1 = \frac{\tau_0 + mf\sigma}{n\tau} \dots\dots\dots (3.6. b)$$

となり、この場合の安全率は τ が n 倍、 σ が m 倍になった時に破壊する場合の安全率と一致する。この場合の組合せ安全率(N_M)は次の通りである

$$N_M = \frac{\tau_0 + mf\sigma}{\tau} \dots\dots\dots (3.7)$$

では、これら3種類の安全率はどのような数値的な関係をもっているであろうか。

一般に $m > 1$ であるから (3.3), (3.5), (3.7) 式及び図-3.1.(a)~(c)から明らかなように

$$N_L > N_M > N_s \dots\dots\dots (3.8)$$

なる関係をもっている。即ち荷重安全率が最も大きい値を示し、強度安全率が最も小さい値を示す。

こゝで実際の岩盤で、同種の岩がどのような強度常数をもつかについて述べてみよう。

表-3.1に各種ダムサイトのブロックシャーテストによる岩盤の強度^{定数}の推定値を示してある。

これによると、 τ_0 はもちろん f の変化はかなりの幅で生じている。しかし、 f の変化の幅が小さいようである。とくに下笠ダムでは f の項は岩盤の区分によって殆んど変化していないことが認められる。したがって、もしこの例で強度が A~D の順に弱くなっていくとすれば、それは τ_0 の項のみの変化になってあらわれる。しかし、鶴田ダムや四十四田ダムなどでは逆に f の項も変化している。

すなわち実際のダムにおける強度常数 τ_0 及び f の実態から言えることは、(1)の場合の τ_0 だけが低下する下笠の例もあるが、一般には τ_0 と f がちがった比率で低下する(3)の場合が多く、(2)の場合の例は実際には余りないようである。しかしながら、3者の間には (3.8) 式の関係が成

表-3.1

| ダムサイト・岩名 | τ_0 Kg/cm ² | f |
|--------------|-----------------------------|---------|
| 鶴田 岩 | 10 | 1 |
| 鶴田 断層 | 0.6 | 0.2 |
| 下笠 安山岩 A | 16 | 1.2 |
| B | 16 | 1.2 |
| C | 7 | 1.2 |
| D | 0.3 | 1.2 |
| 四十四田ダム C | 3.4 | 0.56 |
| 輝緑凝灰岩 B~C | 8.0 | 0.75 |
| 黒四 花崗岩 | 13~17 | 1.0~1.2 |
| 境川 花崗岩 | 3.4 | 0.9 |
| 天ヶ瀬 粘板岩 | 17.6 | 1.37 |
| 早明浦 片岩 | 7.0 | 1.1 |
| 黒四 断層 | 2~3 | 0.6~0.8 |
| 一ツ瀬 断層 | 0.16~0.34 | 0.7 |
| M. Roch i=3* | 13.0 | 1.88 |
| " i=7 | 3 | 1.28 |
| " i=10 | 2 | 1.04 |

* i は風化度 = $\frac{\text{飽和した供試体重量}}{\text{乾燥供試体重量}}$ (1)

立しており，(3)の場合は実際上の取扱いがきわめて複雑であるので，今後はその両極である(1)と(2)の場合，すなわち荷重安全率と強度安全率を，特に小さい値を示す後者を主として取扱って行く。

こうした観点から従来の基礎岩盤の安定解析方法における安全率について考察してみよう。

円弧すべり面法による安全率は，(2.3)式または(2.4)式と(3.5)式と比べると同種のものであり，強度安全率に属することがわかる。構造力学的方法もすべてこの系統に属する。

また支持力理論による方法はあきらかに荷重安全率を対象としている。さらに模型の破壊実験による方法も一般には荷重安全率に属する。

このように，我々が単に安全率としているものも，定義の仕方によって異なった値を示すことになり，その評価は上記の事を充分念頭においておかなければならない。

2.3 巨視的な安全率と微視的な安全率

従来の基礎岩盤の安定解析計算は全体的な安全率を問題とし，巨視的な見方に立っている。しかし更に合理的な基礎の設計のための安定解析計算には，むしろ微視的な見方が必要であることを本章1節で述べた。今ここで安全率に対する巨視的な見方と微視的な見方について考察してみよう。

一般に岩盤にはフローする性質があるとは云え，岩片自身にはフローする性質が少なく，主として岩片間のすべりによってフローが生ずる。したがってある程度までのフローであれば，岩片間の間隙がつまり，岩盤が締固められる性質を示すが，ある程度以上のフローが出ると逆に岩盤がゆるんでくる性質がある。

前者のフローで岩盤が締固まる性質の実例として，次のようなものがある

- (a) ジャッキテストの際の荷重—変位曲線の処女曲線と繰返し載荷曲線の相違
- (b) 黒四ダムの岩盤試験での特異点以下の荷重による繰返し載荷試験

すなわち(a)の場合は，2章2節1項で述べたように，第1回目の載荷に対応する曲線は緩勾配であるが，2回目以降の繰返し載荷ではその曲線は急勾配となり，荷重強度をさらに大きくすると，まえにかけた荷重強度までは急勾配の曲線が現われ，この荷重を越すと再び緩勾配の曲線が現われ，一種のつき固まり現象を示している。

(b)の場合はさきに2章2節2項で述べたように，特異点以下の荷重による繰返し載荷により，この範囲ならば時間とともに変位はある値に収斂してしまう現象を示している。

後者のフローで岩盤がゆるむ性質の実例として，次のようなものがあげられる。

- (c) ブロックシャーテストにおける浮上り現象
- (d) 黒四ダムの現地岩盤試験での特異点以上の荷重による繰返し載荷試験など

すなわち(c)の場合は，同じく2章2節1項で述べたように，浮上り現象は体積膨張現象と同じ性質のものと考えられる

(d)の場合には，特異点以上の荷重の繰返し載荷によって，変位が収斂せず最終的には破壊につ

ながる。さらに境川ダムのロックテストで、特異点以上では歪エネルギーが減少して局部破壊に至った。

以上のことから岩盤は、

- ① ある荷重以下ではフローしながら締固まり
- ② ある荷重以上ではフローしながらゆるむ

この場合②の範囲ではフローは収斂せず、逐次破壊現象を示す。

すなわちその部分の強度が低下して、繰返し荷重に対する抵抗強度が減少し、あるいは岩盤がゆるむことにより間隙水圧が増加する危険性がある。

したがって構造物の安全率としては、別の観点から求めなければならない。われわれは基礎の設計としては②の状態になることは避けるべきである。

こうした①の範囲のフローと②の範囲のフローの限界になる点安全率が、どの程度になるかを考えて見ると、第5章第2節で述べるように、多くの実績をもつ重力ダムでは Henny の安全率4の時、下流端では2.0～2.5になる。したがって最小点安全率が2.0以上の時、①の状態になると考えてもよいであろう。

また特異点が破壊点の大体60%程度になることを考えると、点安全率が $1/0.6 \approx 1.7$ の時、その点では特異点に達する。しかし、解析方法の不確かさ及び強度評価の不確かさが實際上避けられない限り、点安全率としては或る程度高い値が必要になると考えられるが、塑性的変形により応力の均等化が生ずることと、重力ダムの実例などから考えて、2.0～2.5程度を確保することが望ましいと考えられる。

こうした考察から、微視的な見方としての最小点安全率が上記の条件を満足し、①の範囲のフローに留まる限りにおいては、全体としての作用力と抵抗力から求めた全体的な安全率、すなわち巨視的な見方での安全率を使用してよいと考える。

このように基礎岩盤の安定性は、全体的な安全率だけで評価することは不十分であり、局部的な点の安全率をも検討する必要がある。したがって現段階では、巨視的な安全率と微視的な安全率は、いずれも重要な意味をもつものと考えられる。

第3節 基礎岩盤の安定解析方法の提案

3.1 均質等方性基礎における安定解析方法

先に第2節において、安全率の工学的意義について考察し、3種類の安全率を定義し、これに対応した安全率の式を求めた。今これらの3つの安全率について最もすべり易いすべり線素の方向と、その線素に沿っての安全率を求め、これらを基に基礎の安定解析方法を検討することにする。

3.1.1 最もすべり易い線素の方向と、その方向の安全率

今第一主応力を σ_1 、第三主応力を σ_3 とし、線素は σ_1 と σ_3 を含む面内にあって、図-3.2のように σ_1 の方向から θ なる角度をなしているものとする。

この時、この線素に働く直応力とせん断応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \sigma_1 \sin^2 \theta + \sigma_3 \cos^2 \theta \\ &= \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \\ \tau &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.9)$$

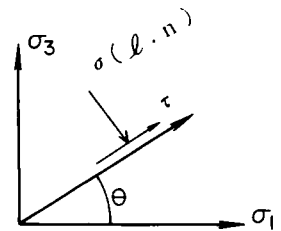


図-3.2
すべり線素の方向

で表わされる。

さて、或る応力成分があたえられた時、任意の線素に沿っての安全率は、(3.3)、(3.5)、(3.7)式によって示される。これらの安全率は線素のどのような方向で最も低い値を示すかについて、(3.9)式を用いて考察してみよう。

(a) 荷重安全率 (N_L)

荷重安全率は(3.3)式で表わされるが、これに(3.9)式を代入して

$$N_L = \frac{\tau_0}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta - f \left[\frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \right]}$$

N_L が最小値を有する θ を求めると、 $\frac{\partial N_L}{\partial \theta} = 0$ から

$$\begin{aligned} f &= \tan \left(\frac{\pi}{2} - 2\theta \right) \\ \therefore \theta &= + \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (3.10) \end{aligned}$$

これから

$$N_{L, \min} = \frac{\tau_0 \cos \phi}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \dots\dots\dots (3.11)$$

となる。

(b) 強度安全率 (N_S)

強度安全率は(3.5)式で表わされ、これに(3.9)式を代入し

$$N_s = \frac{\tau_0 + f \left[\frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \right]}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta}$$

N_s が最小値を有する θ を求めると, $\frac{\partial N_s}{\partial \theta} = 0$ から

$$\theta = + \left\{ \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right\} \dots\dots\dots (3.12)$$

$$N_{s \cdot \min} = \frac{\sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)} \dots\dots\dots (3.13)$$

となる。

(c) 組合わせ安全率 (N_M)

荷重・強度組合わせ安全率 N_M は (3.7) で表わされ, これに (3.9) 式を代入すると,

$$N_M = \frac{\tau_0 + f \cdot m \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta \right\}}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta}$$

N_M が最小値を有する θ を求めると,

$$\theta = + \left\{ \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f \cdot m}{N_M} \right) \right\} \dots\dots\dots (3.14)$$

$$N_{M \cdot \min} = \frac{\sqrt{(\tau_0 + fm\sigma_1)(\tau_0 + fm\sigma_3)}}{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)} \dots\dots\dots (3.15)$$

となる。このように安全率の定義の仕方により最もすべり易い方向と最小安全率が異なってくる。

また, 最もすべり易い方向の間には,

$$\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) > \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{mf}{N_M} \right) > \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots (3.16)$$

の関係がある。即ち最もすべり易い線素の方向は, 荷重安全率に対するものが強度安全率に対するものより, より第一主応力の方向に近づくことになる。

3.1.2 岩盤の安定解析方法 (1)

前述したように, 或る一点の応力状態があたえられた時, その点での最もすべり易い方向と, その方向へのすべり点安全率を各種の安全率に対して求めることが可能である。従って岩盤内の応力分布があたえられれば, 各点での最もすべり易い方向と, その方向への点安全率を求めることが出来る。

岩盤内にすべり面が形成される場合に, その付近で安全率が最も低い点を結びながら, 最もすべり易い方向に伸びていくと考えられる。このような前提に立つならば, 各測点での最もすべり易い方向と, その方向のすべり安全率を図に記入することにより, すべり面を図解的に求め, また, そのすべり面上の点安全率の分布を求めることが出来る。

3. 1. 3 岩盤の安定解析方法 (2)

ここでは前項で見出した点安全率，およびそのすべり面の方向の分布をもとにして，全体としてのすべり面の位置および形状を，逐次計算により求める方法をのべてみよう。

まず，すべり線について考えてみる。それぞれの点で計算されるすべり線は 2 本ずつあり，それからすべり線について 2 つのグループを成すと考えられる。そして，その各グループのすべり線は決して交わらないと考えられる。したがって，点から求められるすべり線の方から，すべり線網を作成することによって全体としての破壊面が推定される。

荷重安全率に対して，主応力線網が既知であるとすれば，それは等角截線として求められる。なぜなら，このときのすべり面の方向は主応力方向に対して，(3. 1 0) 式に示されるように一定角 (ϕ を一定とすれば) で交わるからである。

しかし，強度安全率の場合には (3. 1 2) 式に示されるように，主応力方向との交角がその点での点安全率の関数であることから，一般にはかなり複雑となる。そこでこれを実用的に，破壊を応力の再配分現象を伴わない逐次破壊現象として眺めると，ある点から出たすべり線がどの方向に進んだときに，つぎの点の点安全率が最少となるかという条件で，すべり面の進む方向が見出される。

しかし，そのときすべり線の形状をどのような形状に選ぶかということが重要な問題となる。もし，塑性理論の適用が可能であるとすれば，その形状として，対数らせん形を選ぶことができるであろう。しかし，ここでは円弧を選ぶことにする。

このときの具体的な計算は図 - 3. 3 に示すように，ある点 A でのすべり面の方向に沿って出た円弧が，隣の点例えば B_n を通るとすれば，その入角 γ は $2\beta - \delta$ となり，その面に沿う安全率は，

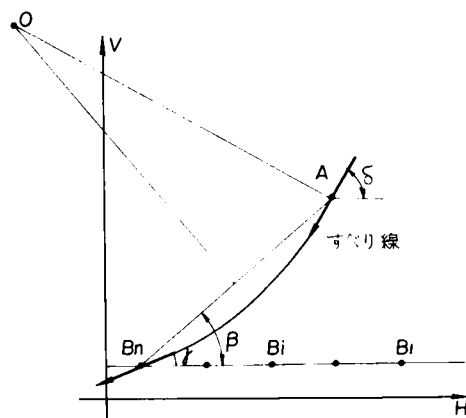


図 - 3. 3 すべり線の逐次計算

$$N_s = \frac{\tau_0 + f \left\{ \frac{1}{2} (\sigma_H + \sigma_V) - \frac{1}{2} (\sigma_V - \sigma_H) \cos 2\gamma - \tau_{HV} \sin 2\gamma \right\}}{\frac{1}{2} (\sigma_V - \sigma_H) \sin 2\gamma + \tau_{HV} \cos 2\gamma} \dots\dots\dots (3. 1 7)$$

となる。

この値が最少となる次の点 B_i を選ぶことによって，逐次すべり面の推定が可能である。

しかし，この計算方法では図 - 3. 3 でわかるように，微小区間のすべり面の形が B_i 点の位置に直接関係し，それに伴う誤差は累計されて行くものと考えられる。

こうして，種々の点を破壊の起点として，すべり線網を作り，それに沿う点安全率を求めて，その値の大きさとか，その分布の仕方から全体としてのすべり線および安全率の評価が可能である。

3.2 不連続面を有する基礎における安定解析方法

さて、上の諸式は着目している点が強度的に均質等方性であるときにのみ成り立つものである。もし、この点を通して、不連続面や巾のある破碎帯とか断層などの弱層があるときには、その面での強度如何によっては、その面でのすべりが生じ得ることがある。したがって、その面でのすべり安全率を考慮して、点安全率が検討されなければならない。

ある点を通る不連続面は複数の場合が多いが、ここではそれを一ヶと考える。しかし、そのときでも以下の取扱いの一般性はそこなわれない。

さて、ある不連続面で破壊が生ずるかどうかは、その面でのすべり安全率と(3.11)式あるいは(3.13)式との大小関係によって定まると考えてよい。不連続面に沿うすべり安全率は、不連続面でのせん断強度を $\tau = \tau'_0 + f'\sigma$ とし、その傾斜を最少主応力 σ_3 の方向とのなす角であらわし、これを β とすると、

荷重の変動に対しては、

$$N_{L\beta} = \tau'_0 / \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta - f' \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \right\} \right\} \quad (3.18)$$

また、強度の変動に対しては、

$$N_{S\beta} = \frac{\left[\tau'_0 + f' \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \right\} \right]}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta} \quad (3.19)$$

となる。不連続面でのすべり破壊が生ずるかどうかは荷重変動に対しては(3.11)式と(3.18)式・強度の変動を対象とする場合には(3.13)式と(3.19)式の大小関係によって定まると考えられる。この様子を示したのが図-3.4である。

つぎに、考えている点が2種の岩盤の境界面上にある場合を考えてみる。これは破碎帯や断層などの巾のある不連続面を対象とすることと同じである。

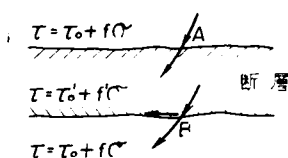


図-3.5
断層における
すべり線の方向

それには図-3.5に示すようにA, B点2つの場合を考えればよい。図で堅岩部の強度常数を (τ_0, f) 、断層のそれを (τ'_0, f') とする。

A点を荷重の作用点寄りとする。

A, B点の応力を $(\sigma_1, \sigma_3, \alpha)$ および $(\sigma'_1, \sigma'_3, \alpha')$ とする。このとき、それぞれの点ですべりが生ずると考えられる方向は一応それぞれに3つずつある。すなわち、堅岩内での最少

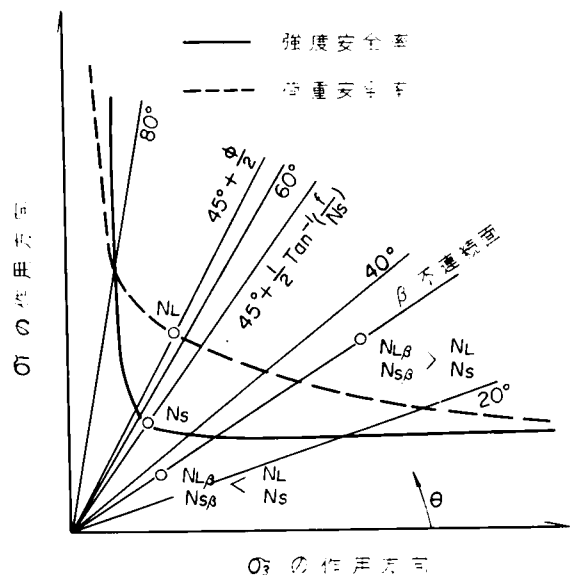


図-3.4 不連続面における安全率

点安全率面，断層内での最少点安全率面および両者の接触面に沿うすべり面の3種である。このいずれによってその点でのすべり面の方向および点安全率が定まるかということは，すべり面が堅岩の方からおこり断層の方に向かって進入する場合と，断層内部から破壊が生じ，そのすべり面が堅岩の方へ伸びる場合とで，それぞれ異なった様相を示す。この点について以下に検討を加えてみる。

まず，それぞれの点安全率およびすべり面の方向を列記する。ここでは強度変動の場合を取り扱うが，荷重変動の場合も全く同様にして取り扱われる。

堅岩内での最小点安全率 N_{ss} は (3.13) 式と同様

$$N_{ss} = \sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)} / \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \dots\dots\dots (3.20)$$

$$\text{すべり面の方向: } \pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(f / N_{ss} \right) \right\}$$

断層内での最小点安全率 N_{sf} は

$$N_{sf} = \sqrt{(\tau'_0 + f'\sigma_1)(\tau'_0 + f'\sigma_3)} / \left\{ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \right\}$$

$$\text{すべり面の方向: } \pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(f' / N_{sf} \right) \right\} \dots\dots\dots (3.21)$$

両者の接触面でのすべり安全率は (3.19) 式で示される。このとき一般に

$$N_{sf} < N_{s\beta}, \quad N_{sf} < N_{ss} \dots\dots\dots (3.22)$$

の関係があるので，堅岩内から伸びたすべり面が弱層内に進入するときには，両者の接触面ですべりが生ずることはない。そして，すべり面の方向はまず σ_3 の方向に対して $\pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(f' / N_{ss} \right) \right\}$ の角度で進入し，弱層内部で $\pm \left\{ \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(f' / N_{sf} \right) \right\}$ の方向に変化して行く。これに対して，弱層内から生じたすべり面が堅岩に伸びるときには，(3.22) 式で N_{ss} と $N_{s\beta}$ との大小関係によって，両岩の接触面ですべりが生ずることがある。このように両岩の接触面にすべりが生ずるとき“断層面へすべりが乗り移った”と呼ぶことにする。このことから，図-3.5のような場合には，堅岩からのびたすべり面が弱層にはいる点では乗移りの検討は不要であり，弱層から堅岩部に伸びる点で乗移りの検討を行えばよいことがわかる。

さて，こうしてそれぞれの点で点安全率およびすべり面の方向が定められた。ここで，この値について考察してみる。こうして得られた点安全率はその地点地点での最少のものであり，円弧すべり面法による全体的な安全率よりも相当に小さな値を示す部分がある筈である。

また，円弧すべり面に沿う安全率を点々で計算したものよりも小さい。これは上で求めたものが最少安全率であって，それ以外のすべり面に沿う安全率は，それより大きいことを考えれば容易に理解される。

このようにして得た点安全率分布およびすべり面の方向はそれのみで，岩盤の力学的状況をかなり詳しく取り入れた，基礎岩盤の安定解析計算をする上に非常に有益な情報を与えるものと考えられる。

第 4 節 提案した解析方法の適用例（その 1）－川俣 ダム岩盤模型破壊実験への適用

第 3 節において、基礎岩盤の合理的な安定解析方法を提案したが、ここではこの解析方法によつて、安定性がどのように解析され、その適用性がどの程度であるかについて考察する。対象とした資料は川俣ダムの基礎に関連したものである。なお、ここでは基礎岩盤それ自体の安定性は問題とせず、基礎処理計画の一連の資料として、土木研究所で行われた模型実験の結果について考察する。

4.1 岩盤模型破壊実験の概要

川俣ダム左岸岩盤は図－2，21に示されるように断層，シーム群によつてブロック化されていた。⁽²⁾とくに断層 No. 30 は幅 5 m の規模で，本ダムサイトでもつとも大きい断層で，熱水作用を受け変質著しく粘土化している。これと断層 No. 1，8 やシーム No. 7，9 とで破壊面が形成される危険があり，現状のままでダム基礎とすることは危険であると判断された。

この対策として考え出されたのが Transmitting Wall（伝達壁）の設置である。その位置，方向，規模などを決める一つ的手段として，縮尺 $\frac{1}{100}$ ，厚さ 10 cm の水平 2 次元面での模型実験が行なわれた。

模型材料は石膏および硅藻土の混合物である。なお，この一連の模型実験では，いわゆる弾性領域内での応力測定と破壊実験が行なわれている。応力測定と破壊実験を同一の模型で行うことはかなりむづかしく，とくに定量的な破壊強度の推定は困難であると考えられたが，ここではいろ

表－3. 2. 配 合 表

| | 断 層 | 断 層 巾 | 目 標 と し た 模 型 の 弾 性 係 数 | けい藻土 水 | |
|--------------------|-------|-------|----------------------------|--------|----------|
| | | | | 石こう | 石こう+けい藻土 |
| | | m | Kg/cm ² | % | |
| 模 型 | F 30 | 5.0 | 3,000 | 180 | 1/0.55 |
| | F 1 | 3.0 | 15,000 | 40 | 1/0.82 |
| | S 7 | 2.0 | 20,000 | 50 | 1/0.90 |
| | F 8 | 3.0 | 20,000 | 50 | 1/0.90 |
| | S 9 | 0.5 | 15,000 | 40 | 1/0.82 |
| | S 10 | 0.5 | 15,000 | 40 | 1/0.82 |
| | 良好な岩盤 | | 70,000 | 石こうのみ | 1/1.53 |

表 - 3. 3. 材 料 試 験 結 果

| | 断 層 | 弾 性 係 数 | 破 壊 強 度 |
|------|-----------|------------------|------------------|
| | | kg/cm^2 | kg/cm^2 |
| 模 型 | F30 | 3320 | 52 |
| | F1 S9 S10 | 16530 | 28.7 |
| | S7 F8 | 22440 | 38.9 |
| | 良 好 な 岩 盤 | 68240 | 129.5 |
| Wall | 軽石コンクリート | 137,000 | 240 |
| | コンクリート | 267,000 | 290 |

いろのタイプについて破壊実験を行うことによつて、それぞれの比較からより効果的な Transmitting Wall の方向、形状を見出すべく検討したものである。

実物岩盤の力学常数として、まず弾性係数はジャッキ試験や動弾性試験によつて推定されている。また強度については、とくに Fault 8 について引抜テストを行つて、その推定が行われているが、他の岩質については動弾性係数や静弾性係数から推定された。

これに対して模型では、石膏と珪藻土との混合割合を変えることによつて、その弾性係数をかなり自由に変えることができ、実物の岩盤に対応して、弾性係数を選ぶことができる。強度については、上に述べたように良くわかつていなかつたので、とくに配慮せず、弾性係数に関する相似性を満足するように選ばれている。その結果を示した表 - 3. 2 は模型の弾性係数と、その配合表を示したものであり、表 - 3. 3 は材料試験結果を示したものである。

模型による一連の破壊実験を通して、耐荷力の増加に効果のある Transmitting Wall の形状が見出された。そのときの形状と、断層の全くない均質な弾性体とみなしたものの、さらに断層などを模型にとり入れてはいるが、Wall によつて処理をしていない3つのタイプについて、岩盤内応力が測定されている。その応力測定の結果が図 - 3. 6, 7, 8 に示されている。また、断層あるいは風化帯沿いの応力分布が、図 - 3. 9 及び 3. 10 に示されている。さらに、破壊時の破壊面形状および耐荷力の設計荷重に対する比が図 - 3. 11 及び 3. 12 に示されている。

これらの図から、つぎのような考察がなされる。

1) 図 - 3. 11 と 3. 12 に示される破壊実験の結果からは、基礎処理前の模型での破壊は F₁ と S₇ で包絡する面で生じており、その耐荷力が 1.2 であつた。これに対して、もつとも耐荷力の増強に効果のあつたタイプ C では耐荷力が 3.4 ~ 4.0 程度となり、そのときの破壊面は、とくに卓越したものはなく、全域的な破壊となつている。

2) これを応力の分布から眺めてみると、まず、A タイプの均質な場合の応力分布は、図 - 3. 6

のように半無限弾性体に近いような主応力線の流れが観察される。もちろん，下流側では下流地形の影響を受けている。これに対して風化帯を表わした模型 B タイプでは図-3.7 のように軟弱な F_{30} の存在によつて，応力分布に大きな変化をきたしている。すなわち， F_{30} から上流部の岩盤にはアーチスラストが殆んど伝達されていない。そして F_{30} 沿いに最大応力があらわれている。各断層やシームに沿う垂直力およびせん断力は図-3.9 および図-3.10 に点線で示されるように，全域でかなり変化している。そして，応力が F_{30} 寄りで大きくなっている。これが Transmitting Wall で処理した C タイプになると，実線に示すように主応力値ならびに応力成分がかなり平均化し，全体として耐荷力が増加している様子がうかがわれる。

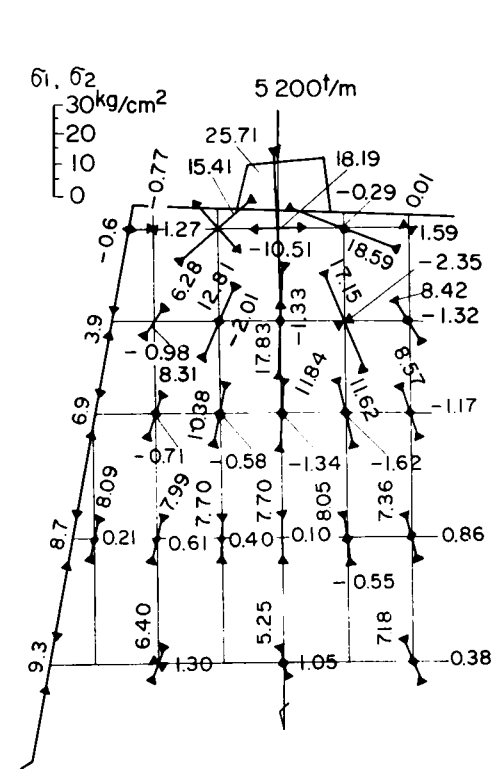


図-3.6 風化帯のない場合の主応力
(A タイプ)

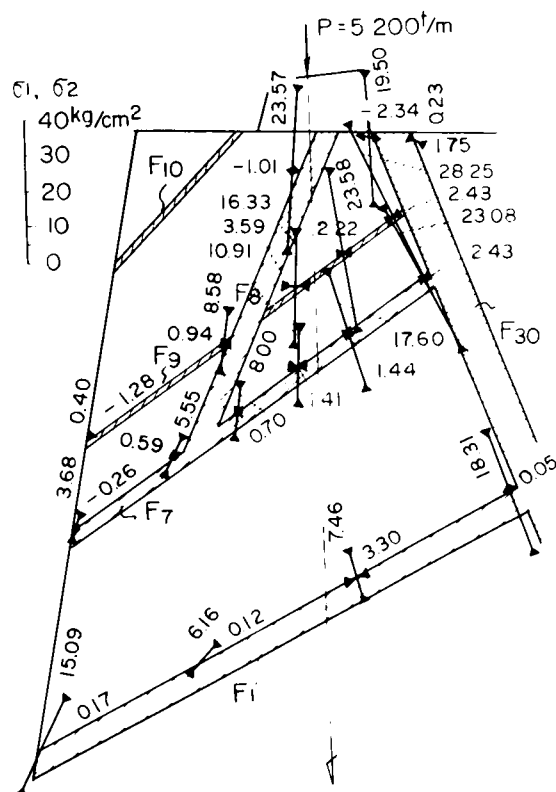


図-3.7 基礎処理前の主応力
(B タイプ)

4.2 提案した解析方法による検討

以上の実験結果を知つて，第3節で提案した解析方法によつてさらに詳しい検討を加え，破壊実験の結果と比較し，特に断層またはシーム等の不連続帯のある場合のすべり面の逐次計算法などを，この方法によつて解析することの可能性あるいは適用性について考察する。

まず，破壊実験によつて耐荷力を求めることは第3章第2節で述べた安全率の定義からすると，荷重変動に対する安全率すなわち荷重安全率である。したがつて，点安全率は(3.11)式で与えられ，そのときのすべり面の方向は(3.10)式で与えられる。

また，断層などに沿う安全率は(3.18)式で与えられることになる。これらの式を用いて，

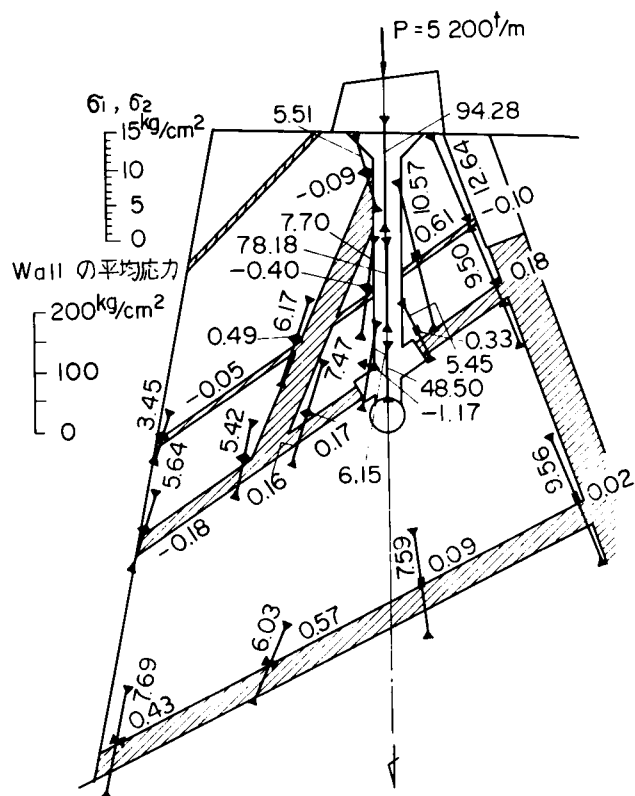


図-3.8 ウォールで基礎処理した後の主応力
(Cタイプ)

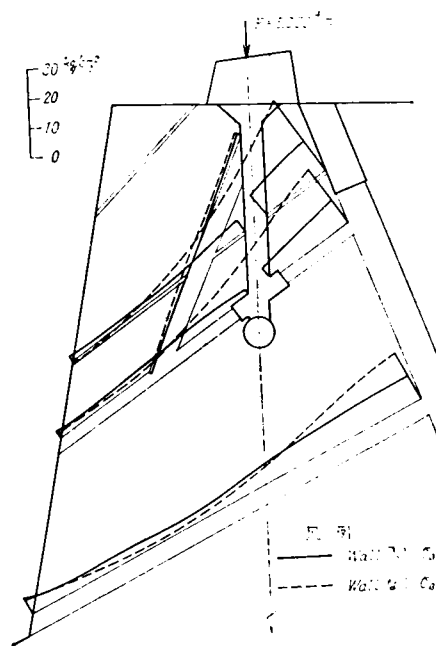


図-3.9 風化帯沿いに働く σ_p の比較

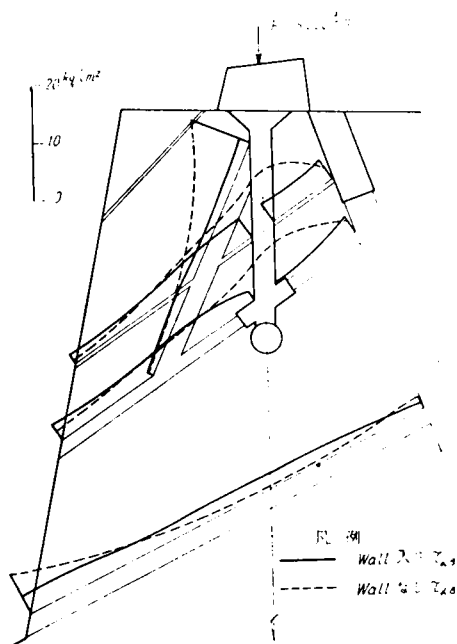


図-3.10 風化帯沿いに働く $\tau_{\alpha\beta}$ の
比較

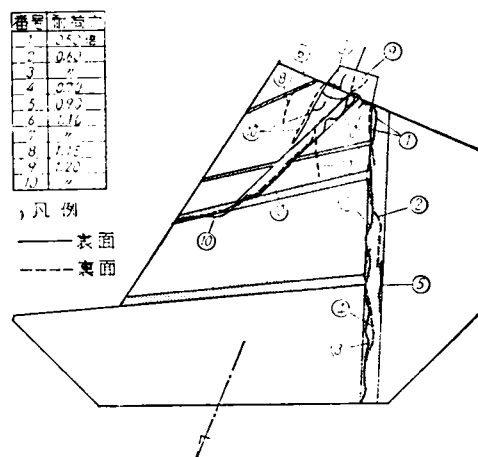


図-3.11 基礎処理前の模型の破壊状
況

図-3.6～3.8で応力の測定されている点について、点安全率とすべり面の方向を計算することができる。このとき、断層の近傍で計られた応力値は、断層内でもその応力値であるとする。

応力測定点に対応する模型材料の強度は、石膏のせん断試験によつて得た強度を用いる。それを一覧表にしたものが表-3.4である。

まずAタイプに対する点安全率およびすべり線の方法は図-3.13に示されるところであつて、全体として点安全率は大きくなつてゐる。そして、すべり線の方法は、ほぼ円弧状に下流側に向つてゐることがわかる。これに対して、断層を表現したB、あるいはそれをWallで処理したCタイプでは様子が非常に複雑となる。

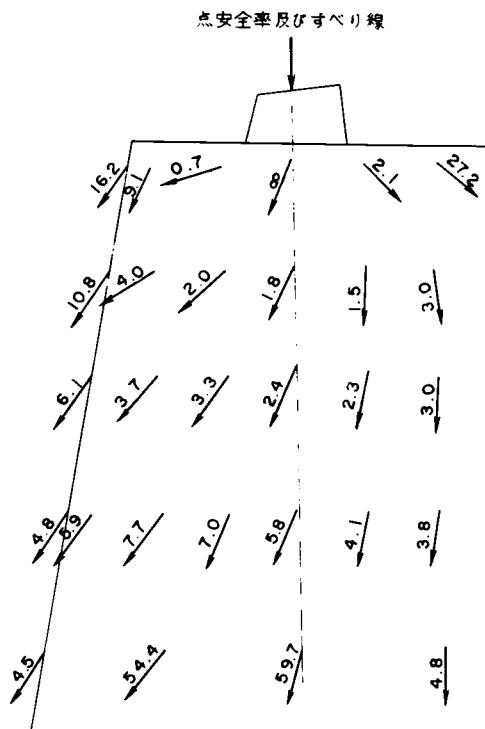


図3-13 風化帯のない場合の点安全率及びすべり線

ている。その値は前者が0.40、後者が0.91となつてゐる。

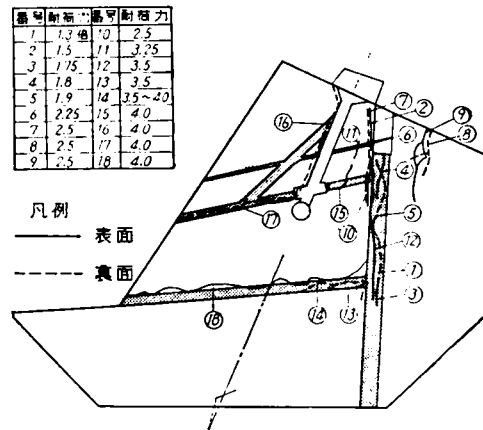


図-3.12 幅3.5mウォール入り模型の破壊状況

表-3.4 模型材料の強度

| 岩 種 | 弾 性 係 数 | $\frac{\sigma_c}{\rho}$ $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ | f |
|---|---|---|------|
| 堅 岩 | $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 70.000 | 10.1 | 0.80 |
| F ₈ S ₇ | 20.000 | 5.2 | 0.63 |
| F ₁ S ₉ S ₁₀ | 15.000 | 4.2 | 0.56 |
| F ₃₀ | 3.000 | 1.5 | 0.26 |

それぞれの点安全率{(3.11)式と(3.18)式の小さい方}およびすべり線の方法、および全体としてのすべり線を書き入れたものが図-3.14及び15である。これらの図によると、まずBタイプに対しては点安全率の分布が場所によつて異なつてゐる。そして、それが小さくなるのはF₃₀の岩盤表面沿いの点と、F₈のアバット近くに現われ

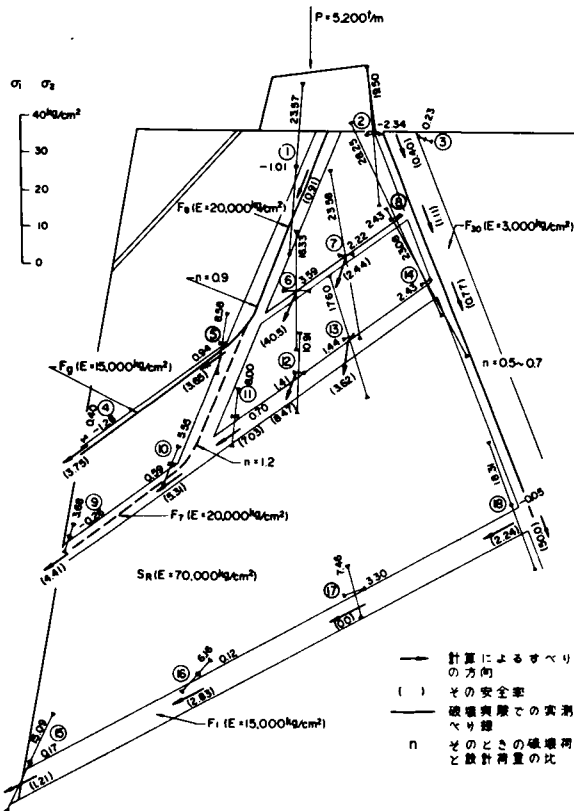


図-3.14 Bタイプの点安全率及びすべり線

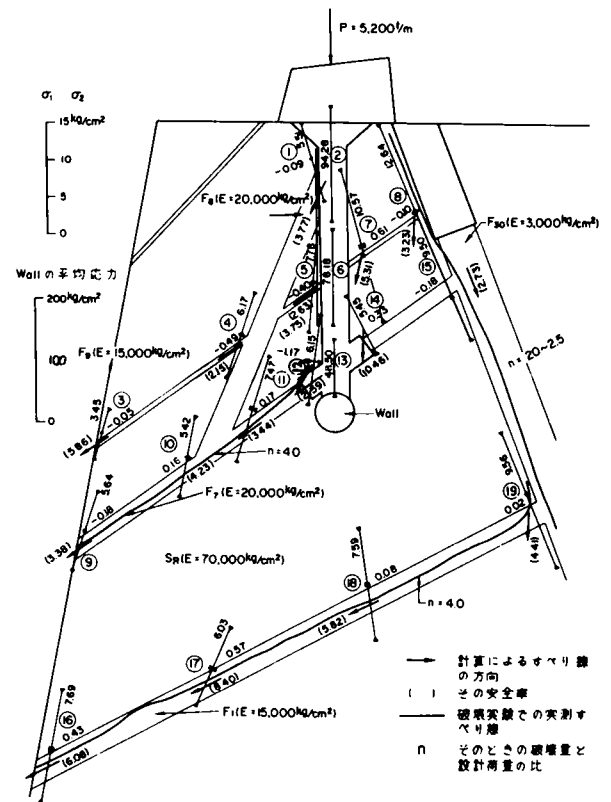


図-3.15 Cタイプの点安全率及びすべり線

すべり線の方法は測点⑥，⑦，⑫，⑬を除いて，すべて断層あるいはシームに沿った方向にあり，断層あるいはシームに沿ったすべりが生じやすいことを意味している。全体としての破壊を考えると，この点安全率の最少の部分の大きな意味をもつと考えられる。

すなわち，まずこの2点の中，どちらかが破壊点に達すると考えられるので，このそれぞれの点から出発したすべり線が，どのような形で伸び，全体としての破壊につながるかを考えてみる。まず， F_{30} に沿うすべりは F_{30} と， F_9 あるいは F_7 との交点でそれぞれシーム面に乗り移る可能性があるが，その交点付近でのシーム面に沿う点安全率はそれぞれに大きく， F_{30} に沿うすべり安全率の方が1.11，0.77となり小さい。したがって，シーム面への乗り移りは生じないものと考えてよい。つぎに F_{30} と F_1 との交点では， F_{30} に沿うすべり安全率は大きく， F_1 に沿う安全率が2.24となり， F_1 断層への乗り移りが生じ得る。しかし F_{30} に沿う安全率のうち， F_{30} と F_1 との交点付近の安全率は50.0とかなり大きく， F_{30} に沿う破壊がそこまで伸びない可能性もある。

つぎに F_8 に沿うすべり線について考えてみよう。その起点での点安全率は0.91であつて， F_8 に沿うすべりが生ずることを示している。 F_8 と F_9 との交点では， F_8 に沿う安全率が6.34であるのに対し， F_9 に沿う値は3.65である。したがって一応 F_8 に乗り移ることが考えられる。しかし，この値は，この点の主応力値のわずかの違いによつても変動することが考えられるので， F_8 に沿つてすべりが進行した場合を考えておく。いますべりが F_8 に沿つて進むとしたとき，つぎに F_8 と F_7 との交点ですべりがどの方向に進むかを検討しなければならない。このとき，その交点ですべりが堅岩内に向つて進むときの安全率は13.67である。これに対して， F_7 に沿う値は

5.3 1 となつて、破壊が F_1 に沿つて生じていくことになる。

こうして形成されたすべり面の安全率を、そのすべり線に沿う点安全率の値および分布形状から推定してみよう。そこで先々に述べた逐次破壊現象とそれに伴う応力の再配分現象を、どのようにとり扱うかは非常に問題であるが、以下に簡単に考察を加えてみる。

F_{30} に沿う安全率は $0.40 \sim 1.11 \sim 0.77$ を経て、 F_1 との交点付近で非常に大きくなり、そこまでは破壊が伸びないであろう。また、そこまで伸びる間に F_1 に沿うすべり破壊が生ずるようになる。

このように、ある破壊面に沿う安全率の変動する場合には、その全体としての安全率は最少点安全率よりも大きく、その最大の点よりも小さい。それは逐次破壊現象によつて、塑性変形を受けた部分の荷重を受けもち、応力の増加が図-3.1(a)で、より急勾配となると考えられるからである。こうした事を考え合せて、耐荷力と設計荷重の比は $0.5 \sim 1.0$ 程度と判断される。

一方 F_1 に沿うすべりは、 S_0 に乗り移る場合には $0.9 \sim 3.6$ となり、平均的にみて、 2.5 前後となる。

同様にして、 F_1 からのすべりが F_2 に乗り移る場合には $2.5 \sim 3.0$ ぐらいと判断される。

これに対して、Transmitting Wall で処理したCタイプの結果を示す図-3.15からは、全体として点安全率が平均化しており、破壊の起点となり得る点がみ当たらない。この事はTransmitting Wall によつて荷重分担が均一化された事を意味している。

とくにWall の挿入によつて、 F_1 沿いの応力値が軽減され点安全率が高められている。

提案した解析方法を使つた計算による検討を破壊実験の結果と比較すると、こうしたすべり線の逐次計算による解析によつて破壊実験の結果をかなり良く説明していることがわかる。

まず、Bタイプの破壊実験では、破壊は F_{30} に沿うものと、 F_1 に沿うものが認められている。そして、それぞれの破壊とも図-3.11及び¹⁴1-2からわかるように、部分的な破壊から全体的な破壊に至るまでに、かなり大きな耐荷力の差が認められている。すなわち、 F_{30} に沿うものでは $0.5 \sim 0.7$ の耐荷力を示し、破壊線は F_{30} と F_1 との交点付近まで伸びている。 F_1 に沿う破壊は2個の模型によつて異なつた結果となり、一つは F_1 から S_0 に沿う破壊であつて、そのときの耐荷力は 0.9 である。他の一つは F_1 から S_1 に沿う破壊であつて、耐荷力は 1.2 である。

この結果は上で検討した結果とかなり良く一致している。ただ F_1 に沿う破壊の耐荷力が解析と若干異なり、実験値の方が小さくなつてゐる。これは、破壊面の形と岩盤の形状との関係が大きな要素となつてゐるようである。

すなわち、 F_{30} による破壊は、その破壊によつて特に大きな変形を伴わない、自由度の小さなものであると考えられるのに対して、 F_1 に沿うすべり面は大きな変形を伴い、自由度が大きい。すなわち、逐次破壊による応力の変化が大きいと考えられる。このことは安全率の上限値を下げるのに大きな効果をもつとみられる。こうした観点からすると、先に示した $0.9 \sim 3.6$ の幅のうち、下限に近い耐荷力を示したものと考えられる。この現象は後々この種の解析の場合に考慮しなければならない事である。

4.3 提案した解析方法の適用性に関する考察

以上の解析結果およびそれに対する考察から，ここで提案した岩盤安定解析方法は，このような卓越した断層をもつ岩盤に対してかなり高い適用性をもつものと判断される。もちろん，対象が荷重安全率に限られているので，この適用例では強度安全率に対しては不明である。しかし，3節で述べたように，両者の間には本質的な差はないので，強度安全率に対しても同程度の適用性をもつと判断される。

第5節 提案した解析方法の適用例（その2）

— 塑性理論との比較 —

5.1 概 説

前節では卓越した断層がある岩盤に対して、ここで提案した方法を適用してみて、その適用性が高いたことが確かめられた。

ここでは、前の例とは異なって、そうした卓越した断層をもたない場合について考えてみる。その例として2次元半無限体の岩盤をとりあげることとする。しかし、この場合には模型による破壊実験が行われていないため、実験との比較は出来ない。そこで第2章 第3節で述べた支持力理論を適用して、それとの比較を試みる。なおここでは支持力理論そのものについては議論しない。

5.2 計 算 結 果

まず、荷重条件および岩盤の条件を設定する。座標を図-3.16のようにとり、荷重は岩盤表面幅 $2a$ にわたって、 p なる等分布荷重が作用するものとする。岩盤の弾性係数を E 、ポアソン比を ν 、強度を τ_0, f とする。

ここで提案する方法によって、この問題を検討するためにまず岩盤内応力分布を求める。岩盤内応力分布は岩盤を弾性体とすると、次のようによく知られた式で与えられる。

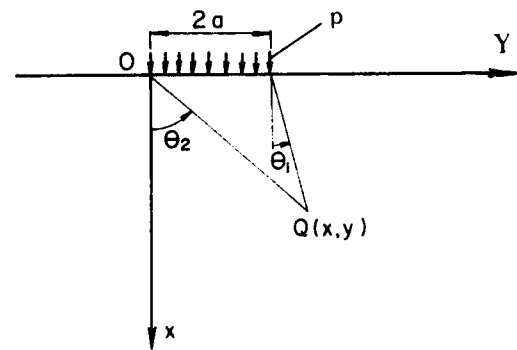


図-3.16 座標と荷重

$$\sigma_x = \frac{p}{2\pi} \{ 2(\theta_2 - \theta_1) - \sin 2\theta_1 + \sin 2\theta_2 \}$$

$$\sigma_y = \frac{p}{2\pi} \{ 2(\theta_2 - \theta_1) + \sin 2\theta_1 - \sin 2\theta_2 \} \dots\dots\dots (3.23)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\theta_1 - \cos 2\theta_2)$$

これを主応力で表示すると、

$$\left. \begin{matrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{matrix} \right\} = \frac{p}{2\pi} \left[2(\theta_2 - \theta_1) \pm \sqrt{2 \{ 1 - \cos 2(\theta_1 - \theta_2) \}} \right] \dots\dots\dots (3.24)$$

主応力の方向は x 軸からの角を α として

$$\alpha = \frac{1}{2} (\theta_1 + \theta_2)$$

したがって、任意点の点安全率およびすべり線の方法は次式で与えられる。

荷重安全率に対して、点安全率およびすべり線の方法は

$$N_L = \frac{2\pi \tau_0 \cos \phi}{p \left[\sqrt{2 \{ 1 - \cos 2(\theta_1 - \theta_2) \}} - 2(\theta_2 - \theta_1) \sin \phi \right]}$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan \left\{ \frac{1}{2}(\theta_1 + \theta_2) \pm \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (3.25)$$

で与えられる。これからすべり線の方法は荷重強度に関して無関係であることがわかる。
つぎに強度安全率に対する点安全率およびすべり線の方法は

$$N_s = \sqrt{\frac{\frac{4\pi^2}{p^2} \tau_0^2 + \frac{8\pi}{p} \tau_0 f(\theta_2 - \theta_1) + 4f^2(\theta_2 - \theta_1)^2 - 2f^2 \{ 1 - \cos 2(\theta_1 - \theta_2) \}}{1 - \cos 2(\theta_1 - \theta_2)}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \tan \left[\alpha \pm \left\{ \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{f}{N_s} \right) \right\} \right] \dots\dots\dots (3.26)$$

で与えられる。

一方支持力理論によって求められる破壊面及びその限界での応力状態は第2章 第3節で考察したようにつぎのようになる。

計算条件を

$p = 50 \text{ Kg/cm}^2$, $\tau_0 = 10 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 45^\circ$ とすると, 図-2.20で ΔO_1AC 内の応力は(2.17)式で $\rho = 0$ であるから

$$\chi_1 = \xi_1 = \eta_1 = \frac{\cot \phi}{2} \ln \frac{p+H}{(1+\sin \phi) \tau_0}$$

$$\sigma = \frac{p+H}{1+\sin \phi} \dots\dots\dots (3.27)$$

であるから, (2.9)式によって

$$\sigma_x = p, \sigma_y = \sigma(1 - \sin \phi) - H, \tau_{xy} = 0 \dots\dots\dots (3.28)$$

で与えられる。

また図2.20で $\square O_1 O_2 DC$ 内での応力は $\gamma < 0$ の境界に対応し, $\rho = -\pi/2$ であるから,

$$\xi_3 = \chi_1 + \rho$$

$$\eta_3 = \eta_1$$

$$\chi_3 = \frac{1}{2}(\xi_3 + \eta_3) \dots\dots\dots (3.29)$$

$$\sigma = \tau_0 e^{2\chi_3 \tan \phi} \dots\dots\dots (3.30)$$

となり, 応力は

$$\sigma_x = \sigma(1 - \sin \phi) - H$$

$$\sigma_y = \sigma(1 + \sin \phi) - H$$

$$\tau_{xy} = 0 \dots\dots\dots (3.31)$$

図-2.20でいわゆるせん断領域に対応する ΔO_2BD 内の応力

$$\rho = \frac{1}{2}(\xi - \eta_1)$$

$$\chi = \frac{1}{2}(\xi + \eta_1)$$

$$\sigma = \tau_0 e^{2\chi \tan \phi} \dots\dots\dots (3.32)$$

となりを ε_1 から ε_3 に変化さす必要がある。

対応する応力は

$$\sigma_x = \sigma (1 + \sin \phi \cos 2\rho) - H$$

$$\sigma_y = \sigma (1 - \sin \phi \cos 2\rho) - H$$

$$\tau_{xy} = \sigma \sin \phi \sin 2\rho \dots\dots\dots (3.33)$$

で与えられる。

このようにして求められた弾性体としての応力分布と，支持力理論による限界状態での応力分布および破壊面の比較を図- 3.17 に示す。

両者の比較からは応力分布の広がりがかかなり異なることがわかる。

つぎに弾性応力を用いて，点安全率およびすべり線を (3.11) 式，(3.10) 式，(3.13) 式，(3.12) 式を用いて計算表示すると図- 3.18 および図- 3.19 となる。

図- 3.18 は荷重安全率の分布図であり，図- 3.19 は強度安全率の分布である。

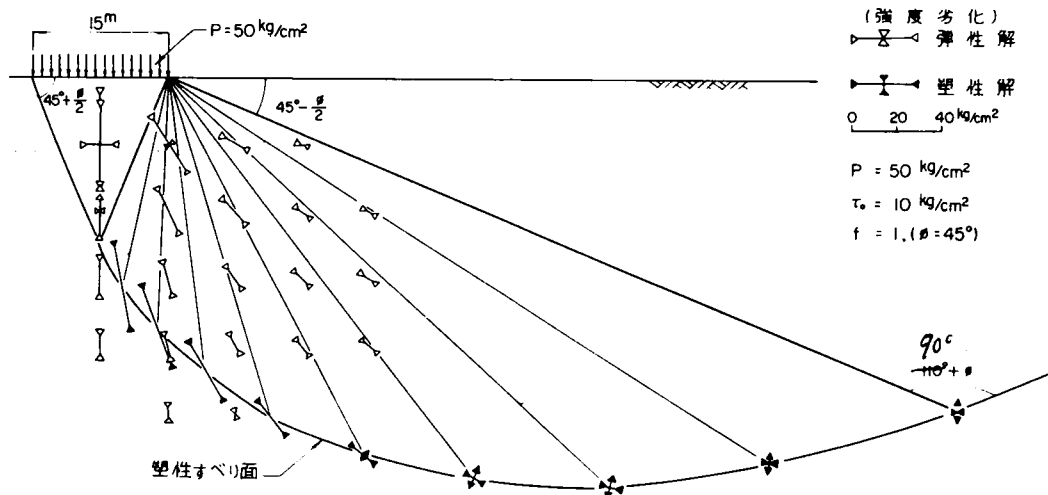


図- 3.17 応力分布の比較

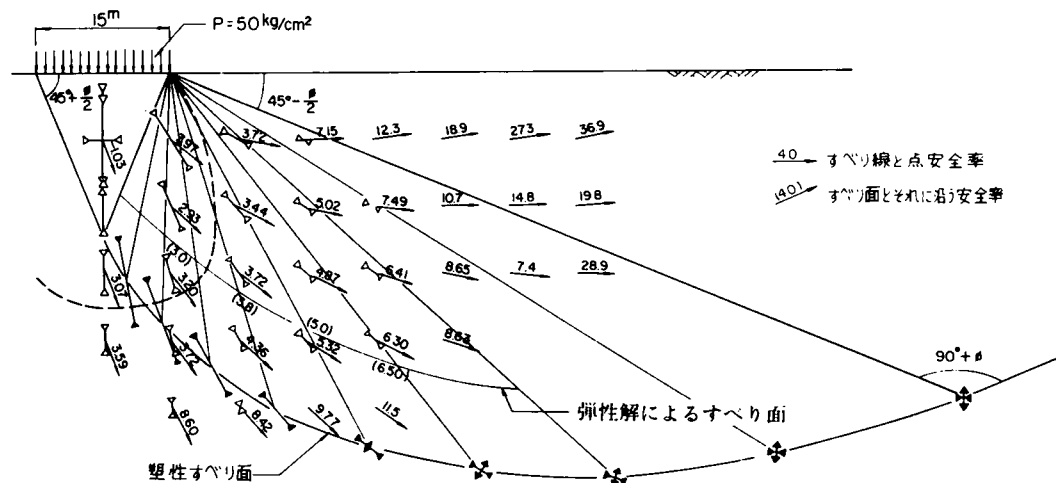


図- 3.18 点安全率およびすべり線 (荷重安全率)

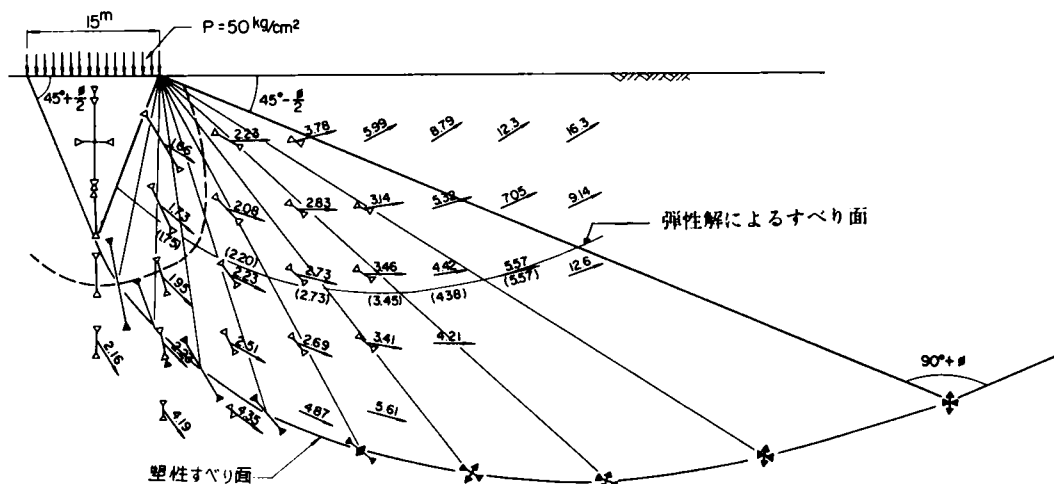


図-3.19 点安全率およびすべり線図(強度安全率)

まず、図-3.18をみると、点安全率は場所によって大きく変動することがわかる。

点安全率およびすべり面の方向を用いて、全体としてのすべり面およびそれに沿う安全率を 3 節 2 項で述べた方法によって求めると、図- 3.18 に書き込まれた通りとなる。

これをみると、塑性解によるすべりとは載荷板下方向では似ているが、全体として塑性解より浅い破壊となることがわかる。そして、載荷板下には破壊しない、いわゆる Kurjumoff 現象に相当する領域のあることがわかる。全体としてのすべり面に沿う安全率の分布をみると 3.0 程度から漸次増加している。したがってその平均値という考え方は妥当でなく、むしろこの場合には変形の自由度が小さいため、3.0 ~ 4.0 程度の耐荷力で点線の領域で圧潰を伴うと考えられる。なお、支持力理論によって、最大荷重と $p = 50 \text{ Kg/cm}^2$ との比をとると、(2.19) 式から 26.8 であり、両者の差はかなり大きい。しかし少なくとも前者の方、すなわち、この検討方法によって得られる値が近いように思われる。

図-3.19に示した強度安全率は、荷重安全率よりはかなり小さくなり、安全率の工学的意味を考へることの必要性がここでも指摘される。

5.3 本解析方法の適用性に関する考察

ここで取り上げた問題に対しては、前項の場合ほど明確に破壊現象を説明することは出来なかった。それはこの場合には変形の自由度すなわち、一部に破壊が生じたとき、その影響が他方に伝播するしやすさが小さいためであろうと考えられる。その結果として、想定すべり線に沿う安全率分布の範囲内で破壊せず、むしろその下限値が支配的となる。

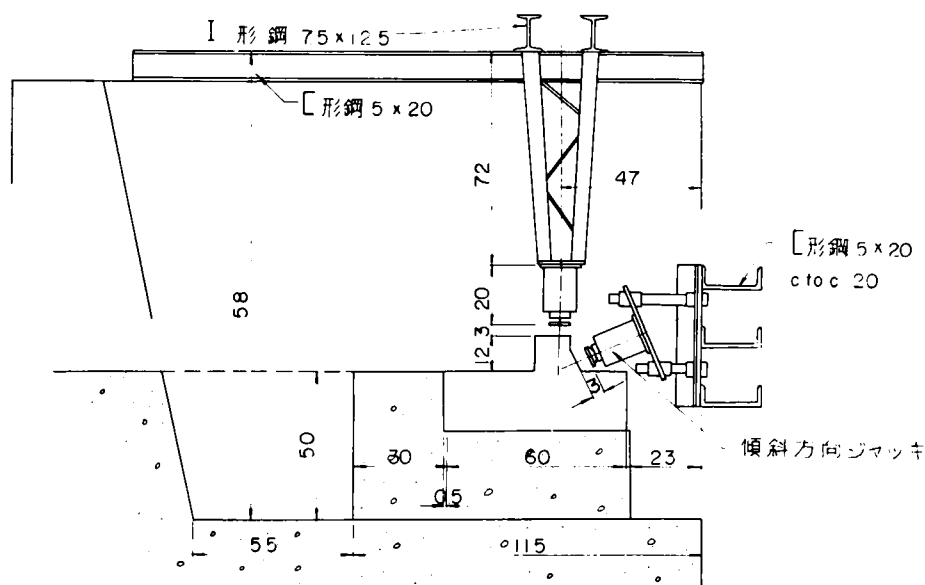
支持力理論との比較をすると、かなり大きな差が生じ経験的な判断では、本解析方法による情報が確かであるように考えられる。しかし、その解明には今後に残された問題が多々ある。

— 石膏模型によるせん断試験への適用 —

第2章第2節第2項で述べたように、岩盤の強度を調べるために現位置で、岩盤のせん断試験がかなり多方面で行なわれている。この試験方法によって得られる岩盤の強度や、破壊に至るまでの変形は一般には非常に複雑であって、岩盤を構成する岩質や、岩盤内に存在する不連続面の間隔や方向、およびその不連続面の間に含まれる材料の性質によって大きく変動するようである。したがって、そのうちの不連続面が岩盤の強度や変形性に及ぼす影響を明らかにすることが、岩盤の破壊機構の究明につながり、さらに工学的には岩盤のマスとしての強度の評価を、合理的に行ない得るという事につながると考えられる。

筆者はこうした現地岩盤での試験結果をより正しく評価し、また模型に層理面を再現するのに、どのようにすれば合理的に表わし得るかを検討することを主目的として、一連の石膏による3次元模型実験を実施した。

実施された実験の内容はつぎのように分類される。



1) 一体の模型：座

相当する岩盤を対象としたもので、 $E = 70,000, 20,000, 4,000 \text{ kg/cm}^2$ の3種について行った。

Aタイプ：垂直力が層理面に平行で，せん断力も層理面に平行

Bタイプ：垂直力は層理面に平行で、せん断力は層理面に直交

Cタイプ：垂直力は層理面に直交でせん断力は層理面に平行

- 3) 層理面を有する模型(その二)：(その一)が層理面が想定せん断面に直交，または平行の場合であるのに対して，それがある角度をなしている場合，ここではつぎの2つの場合について行った。

D₁タイプ：両者の交角を15°とし“流れ目状”

D₂タイプ：両者の交角を15°とし“さし目状”

- 4) 2)の場合で軟弱部を介するもの：後にも述べるように，層理面間に軟かい部分，すなわち変形性の大きい部分があるときには，破壊のし方がそれのない場合と異なると考えられるので，このタイプを実施した。堅硬部70,000 Kg/cm²，軟弱部4,000 Kg/cm²

これらの実験，とくに2)の模型では石膏を層状に打設し，打設間隔を一定時間ずらして人工的な弱面を表現した。模型寸法はスラストブロックの大きさが15×15×10cmで，層理面間隔を5mm～3mm間隔に作った。このような人工的な層理面を表現することによって，強度の低下は垂直力方向の一軸圧縮強度 σ_c は，それがなくなるときには120～150 Kg/cm²($E=70,000 \text{ Kg/cm}^2$)であるのに対して，63 Kg/cm²(A，Bタイプ)，116 (Cタイプ)になっている。またかつれつ強度 σ_t は前者が10～20 Kg/cm²であるのに対して，後者が3.6～10 Kg/cm²となり，かなりの強度低下を伴っている。

6.2 実験の結果および考察

まず，実施された試験の具体的な内容と破壊時の荷重強度を一覧表にすると表-3.5のとうりである。

つぎに，それぞれのグループでの代表的な荷重変位曲線とそのグループの破壊時の σ ， τ を算出し， $\sigma \sim \tau$ 平面にプロットしたものが図-3.21～3.24である。

図-3.21は一体模型で $E=70,000$ ， $20,000$ ， $4,000 \text{ Kg/cm}^2$ に対応するものである。







図-3.22は層理面をもった供試体でA，B，Cグループに対応するものである。

図-3.23は層理面が想定せん断面と傾斜している場合でD₁，D₂に対応するものである。

図-3.24は層理面間に軟弱部を介した場合に対応する。

さらにこれらの試験を通して得られた破壊面の形状をスケッチしたものが図-3.25～図3.28である。

表-3.5 実験内容一覧表

| | TYPE | E | Nmax | Hmax | | TYPE | E | N max | H max | | | | | |
|-----------------------|-----------------------|------------------------------|----------------|----------------|-----------------------|---|------------------------------|-----------------|------------------|--|----------------|------------------|----------------|----------------|
| 等 方 体 試 験 | E 7 0 - 1 | Kg/cm ² 70,000 | t 3.979 | t 7.874 | 層 状 体 試 験 | E70-(↓□→□)-4 | Kg/cm ² 70,000 | t 3.209 | t 10.795 | | | | | |
| | | | 7.055 | 7.248 | | | | 7.424 | 9.937 | | | | | |
| | | | - 2 | " | | | | 0 1.092 | 2.794 2.572 | E70-( )-1 | " | 0.642 1.228 | 1.500 1.381 | |
| | | | - 3 | " | | | | 5.776 10.242 | 11.430 10.521 | -2 | " | 1.925 3.079 | 3.000 2.762 | |
| | | | - 4 | " | | | | 3.749 7.793 | 10.350 9.527 | -3 | " | 5.766 7.915 | 6.300 5.799 | |
| | | | - 5 | " | | | | 5.968 10.583 | 11.811 10.872 | -4 | " | 8.343 11.762 | 8.750 8.054 | |
| | | | - 6 | " | | | | 3.289 6.837 | 9.080 8.358 | E70-(↓  )-1 | " | 1.284 2.911 | 4.167 3.836 | |
| | | | - 7 | " | | | | 2.185 4.542 | 6.032 5.552 | -2 | " | 1.905 3.811 | 4.882 4.493 | |
| | | | - 8 | " | | | | 0 2.274 | 5.821 5.358 | -3 | " | 2.567 4.473 | 4.882 4.493 | |
| | - 9 | " | 0 1.751 | 4.485 4.128 | | -4 | " | 3.850 5.998 | 5.500 5.062 | | | | | |
| | E 2 0 - 1 | 20,000 | 2.087 3.376 | 3.302 3.039 | | E70-( )-1 | " | 1.248 2.888 | 4.200 3.866 | | | | | |
| | | | 0.805 1.673 | 2.223 2.046 | | | | -2 | " | 1.905 4.053 | 5.500 5.062 | | | |
| | | | 0 0.584 | 1.495 1.376 | | | | -3 | " | 2.567 5.300 | 7.000 6.444 | | | |
| | E 4 - 1 | 4,000 | 0.495 0.688 | 0.495 0.456 | | -4 | " | 3.850 6.779 | 7.500 6.904 | | | | | |
| | | | - 2 | " | | 0.330 0.593 | 0.674 0.620 | 弱層部を含む層状体試験 | E70-(↓□↑□)-1 | 70,000 弱4,000 | 0.101 1.859 | 4.500 4.140 | | |
| | | | - 3 | " | | 0 0.168 | 0.430 0.396 | | | -2 | " | 0.462 2.888 | 5.750 5.293 | |
| | 層 状 体 試 験 | E70-(↓□↑□)-1 | 70,000 | 0.642 2.556 | | 4.900 4.510 | -3 | | | " | 0.963 3.795 | 7.250 6.673 | | |
| | | | | " -2 | | " | 3.209 5.944 | | | 9.000 7.824 | -4 | " | 1.605 4.476 | 7.350 6.765 |
| | | | | " -3 | | " | 5.776 10.670 | | | 12.500 11.500 | E70-(↓□→□)-1 | 70,000 弱4,000 | 0.101 1.078 | 2.500 2.300 |
| | | | | " -4 | | " | 8.343 13.422 | | | 13.000 11.967 | -2 | " | 0.648 2.016 | 3.500 3.220 |
| | E70-(↓□→□)-1 | " | 0.642 2.400 | 1.500 4.120 | | -3 | " | | | 0.648 1.818 | 3.000 2.760 | | | |
| | | | " 2 | " | | 1.925 4.963 | 7.795 7.157 | | | -4 | " | 1.284 2.553 | 3.250 2.990 | |
| | | | " 3 | " | | 0.642 3.617 | 7.620 7.014 | | | | | | | |

注 : Nmax, Hmax において上段はジャッキ荷重, 下段はN.H成分の荷重

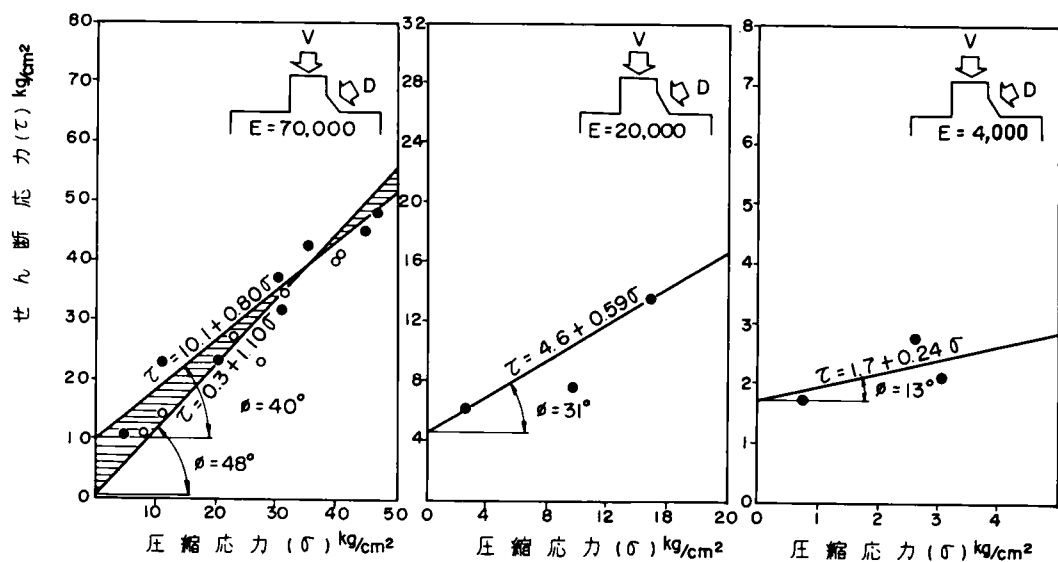


図-3.21(a) 等方体に於ける $\tau \sim \sigma$

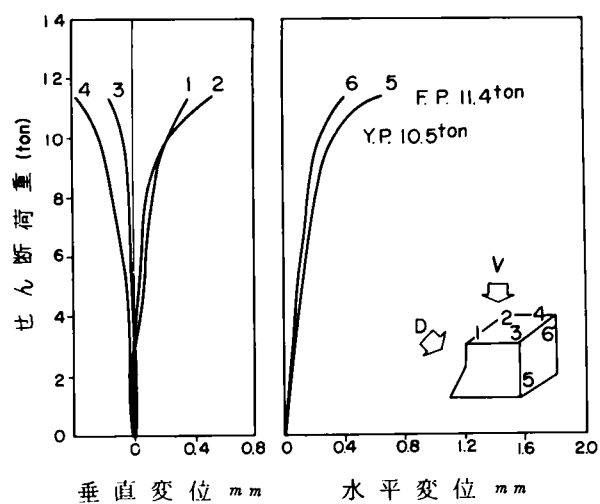


図-3.21(b) 等方体の荷重～変位曲線

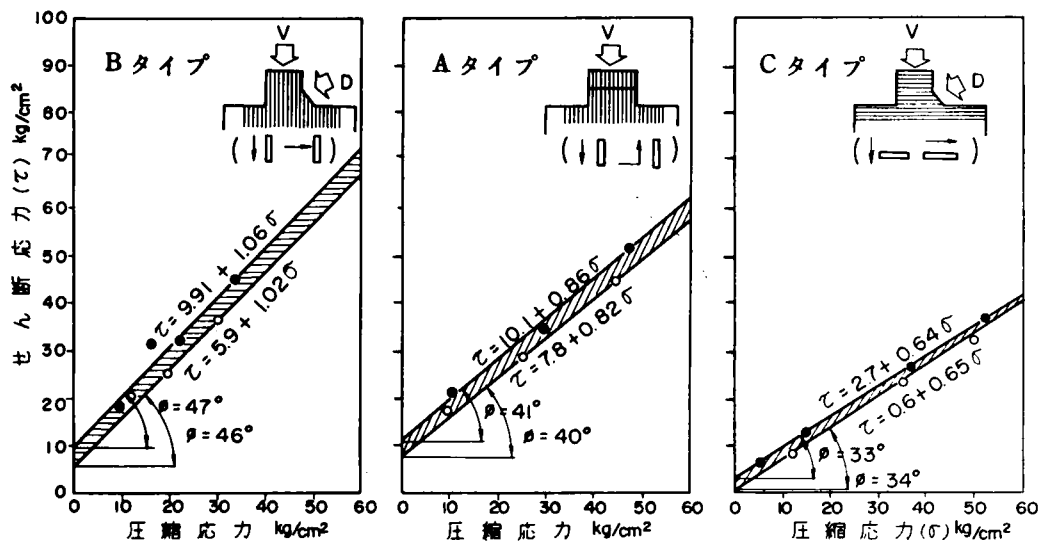


図-3.2.2(a) 層状体に於ける $\tau \sim \sigma$ f

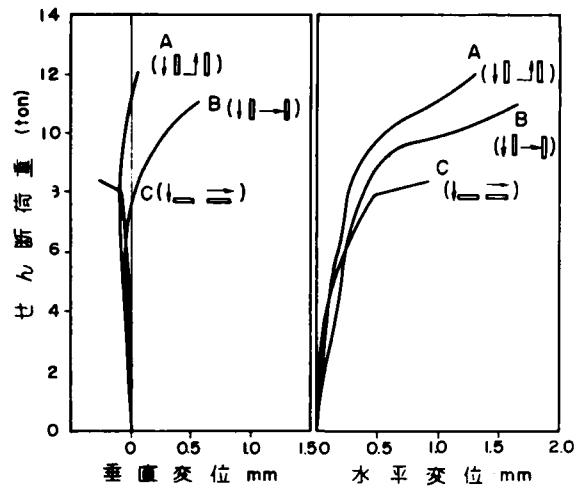


図-3.2.2(b) 層状体の荷重～変位曲線

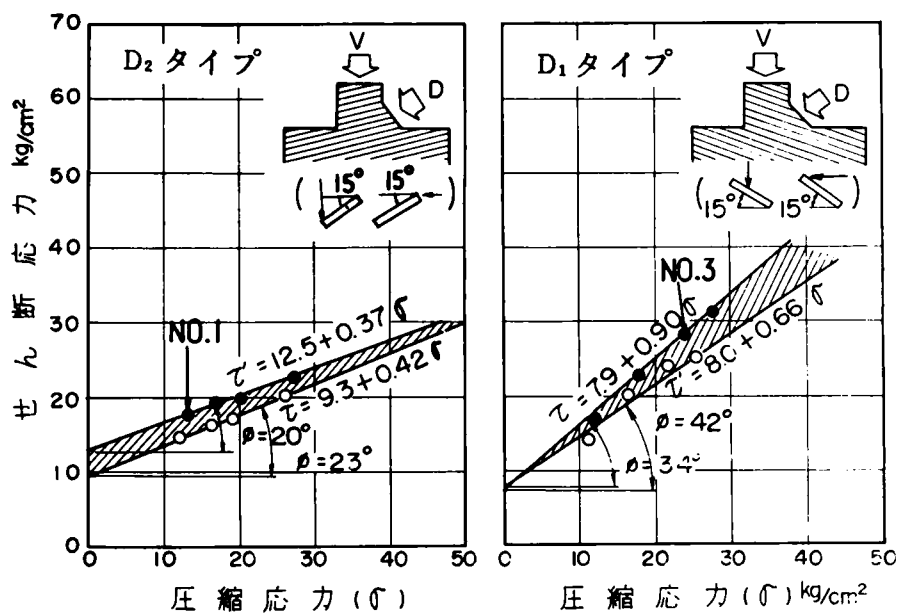


図-3.2.3(a) 傾斜した層状体の $\tau \sim \sigma$ f

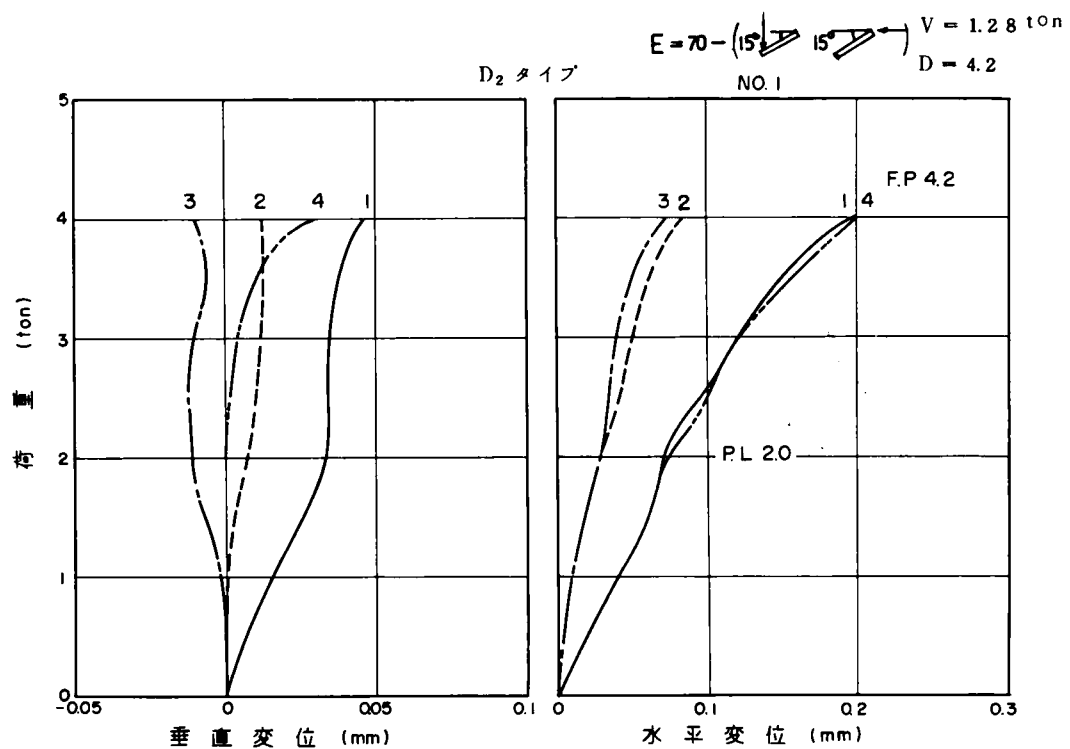


図-3.23 (b-1) 傾斜した層状体の荷重-変位曲線 (D₂ タイプ)

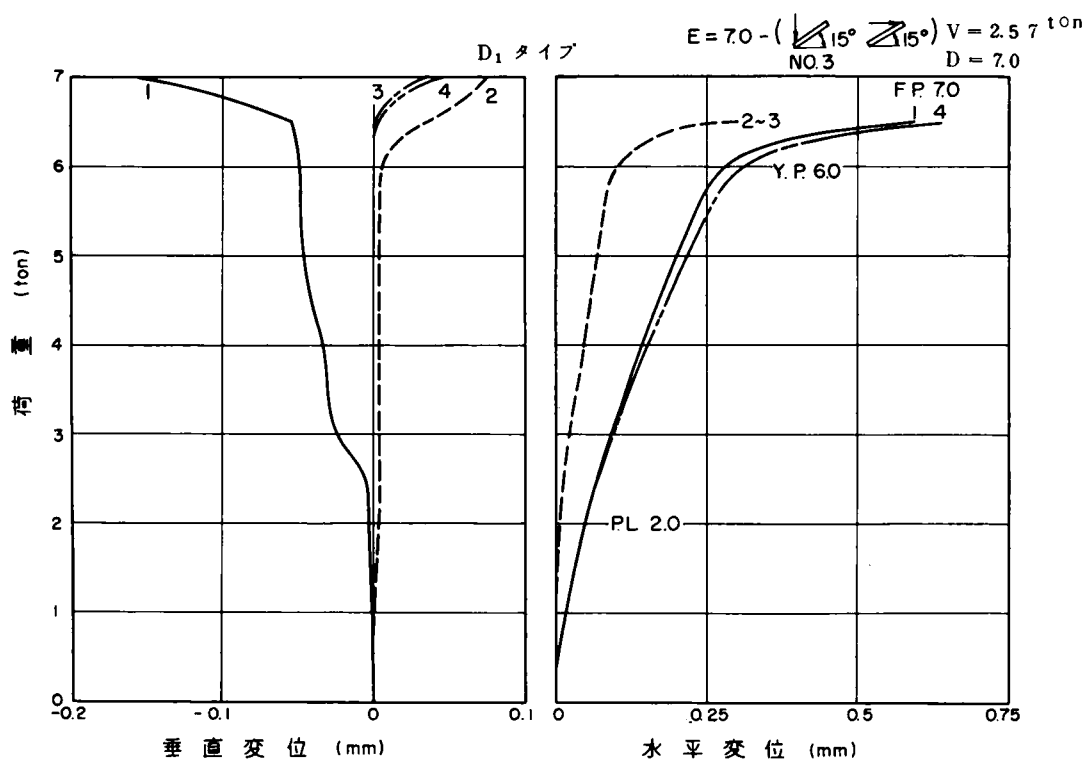
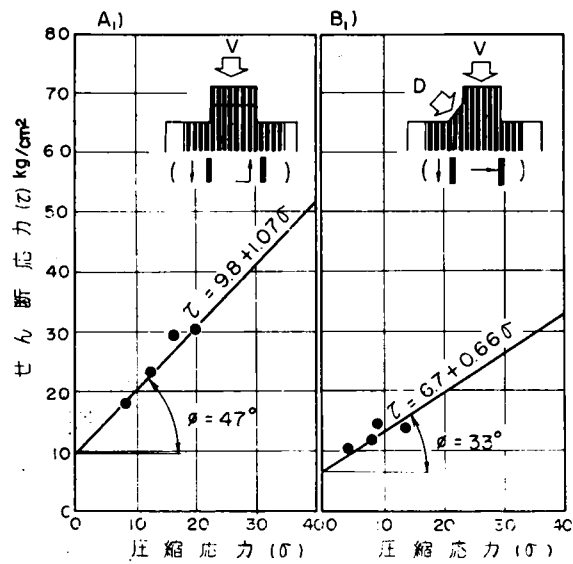
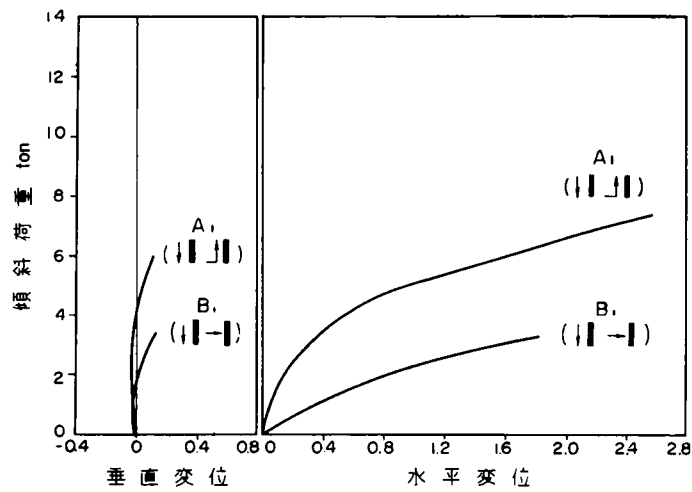


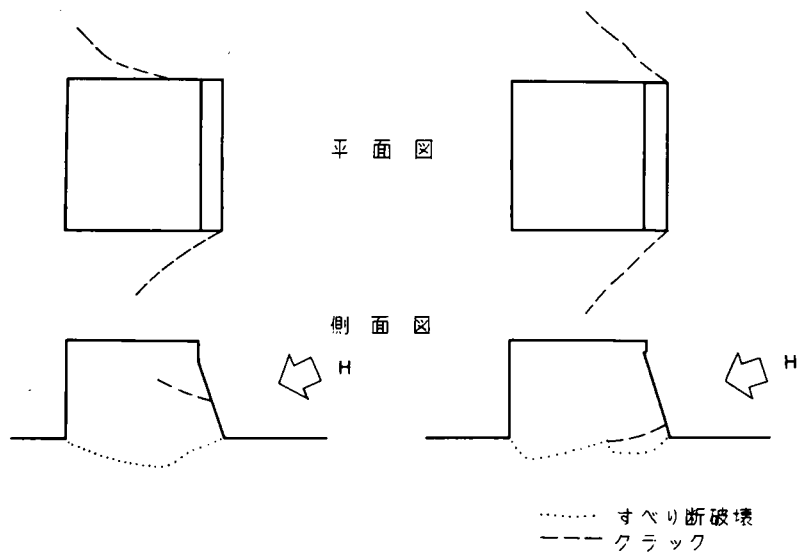
図-3.23 (b-2) (D₁ タイプ)



図一 3.2 4(a) 弱層部を含む層状体の $\tau-\sigma$



図一 3.2 4(b) 弱層部を含む層状体の荷重～変位曲線



図一 3.2 5 破壊面スケッチ (一体模型)

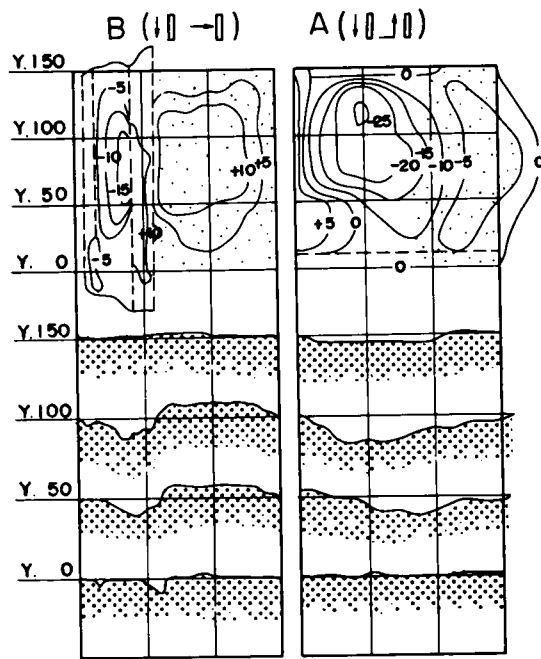


図- 3.2 6
層状体の滑り面の破壊図

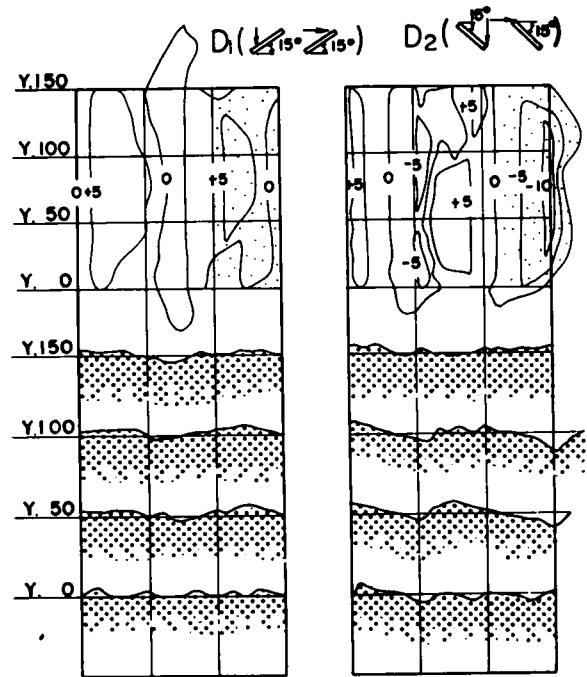


図- 3.2 7
傾斜層状体の滑り面の破壊図

以下にこれらの図から考察される所を列記して
みる。

- 1) 一体模型(等方性供試体)
 - ① この場合の荷重～変形曲線は図- 3.2 1 (b)に示されるように比較的直線であって、変曲点やブロックの浮上り現象も一般の現地岩盤試験にみられる程でない。
 - ② 破壊のし方はまず比較的小さい荷重で、ブロック底面上流側に下流に向かって約 45° 方向のクラックが生じる。以後荷重を増大して全域的な破壊になるが、その時すべり面は想定せん断面付近で凹型のゆるやかな曲面をなす事が多い。それは図- 3.2 5 に示された通りである。

このうち初めにみられる破壊は引張破壊によるものとみられ、石膏の引張り破壊強度が小さいことに起因するものと考えられる。

- ③ 破壊荷重を σ , τ 面にプロットすると図- 3.2 1 (a)の通りであって、クーロンの式を適用すると強度常数 τ_0 , f は表- 3.6 のように推定された。

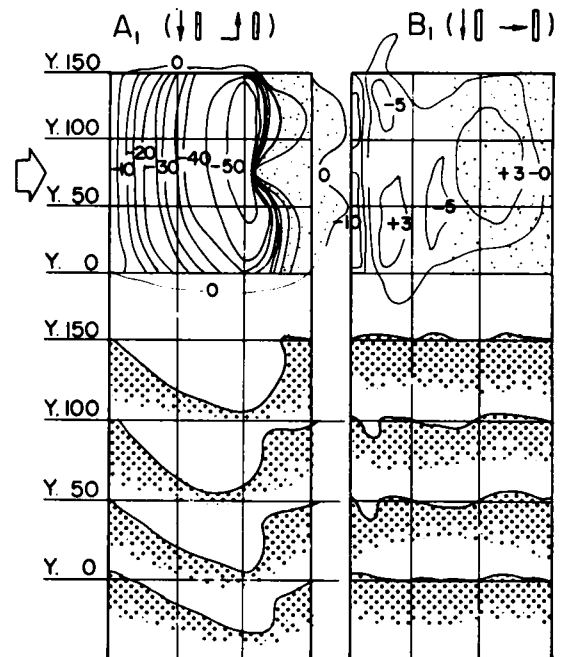


図- 3.2 8
弱層部を含む層状体の滑り面の破壊図

2) 層理面をもった模型 (その一)

① 変位曲線は図-3.2.2 (b)に示すとうりである。これによると、第2章で述べた現地岩盤試験で得られた結果と若干異なる傾向をもっている。

すなわち、現地岩盤で得られた荷重～変形曲線は図-2.1.4に示されるように、A、B、Cタイプで垂直方向の浮上り点、せん断方向変位の大きさ、および変曲点などにかなり明確な差異が認められた。しかるにこの試験ではA、Bタイプの差異が、とくに水平方向変位の差異が顕著でない。したがって現地岩盤の層理面は、石膏で作られた人工的層理面と異なった性格をもっていると判断される。この点については後の項で述べる。

表-3.6

| $E (Kg/cm^2)$ | $\tau_0 (Kg/cm^2)$ | f |
|---------------|--------------------|------|
| 4,000 | 1.7 | 0.24 |
| 20,000 | 4.6 | 0.59 |
| 70,000 | 10.1 | 0.81 |

表-3.7

| タイプ | $\tau_0 (Kg/cm^2)$ | f |
|-----|--------------------|------|
| A | 10.1 | 0.86 |
| B | 9.9 | 1.06 |
| C | 2.7 | 0.64 |

② 強度常数は図-3.2.2 (a)に示されるようにA、Bタイプでは殆んど差がない。これに対してCタイプでは強度はかなり小さくなる。表-3.7にその一覧表を示す。

③ 図-3.2.3に示される破壊面のスケッチからはA、Bタイプの間にかなり明確な差異が認められる。そしてAタイプは一体模型 (等方性供試体) に近い形状をしている。Cタイプは層理面上で破壊している。これは容易に想像できる。

3) 層理面をもった模型 (その二)

① 図-3.2.3 (b)に示された変位曲線からは、“流れ目”に対するD₁タイプがCタイプに近い曲線であることを示し、さし目に対するD₂タイプは比較的小さい荷重から、徐々に大きな変形をしている様子がうかがえる。そして、垂直方向の変位でも小さい荷重から浮上り現象を示している。

② 強度常数は流れ目に対するものが $\tau = 7.9 + 0.90 \sigma (Kg/cm^2)$ 、さし目に対して $\tau = 12.5 + 0.37 \sigma (Kg/cm^2)$ である。これとCタイプとを比較すると図-3.2.9に示すように、内部摩擦係数については、両者の平均がCタイプの内部摩擦係数のそれにほぼ一致している。そしてこれを角度でみるとほぼ $\pm 15^\circ$ となっている。このことは傾斜した層理面をもった岩盤の内部摩擦係数もまた層理面の内部摩擦係数によって支配され、その傾斜角を含んだ値がみかけの内部摩擦係数となると言うことが云える。もちろんこのことはこの一例か

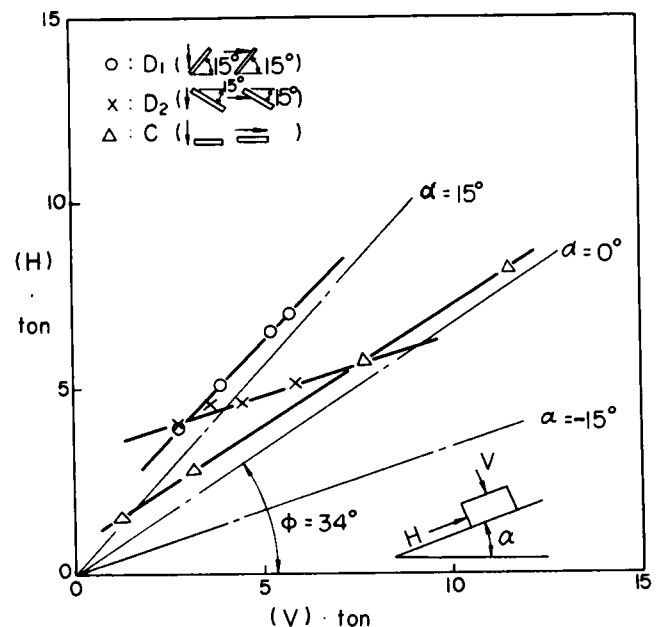


図-3.2.9 傾斜または水平層理面の実験値に関するH、Vの相関

ら速断することはできないので、今後共明らかにされねばならない事である。

τ_0 の値については、両者の平均が $E=70,000 \text{ Kg/cm}^2$ の一体（等方性供試体）模型の値と良く一致している。

③ 破壊面のスケッチによれば（図-3.27）破壊面が主として層理面の影響を強く受けていることがわかる。

4) 軟弱部を介する層理面をもつ模型

① 変位曲線を見ると、図-3.22(b)の場合と異って現地岩盤試験で得られたものと相似である。

すなわち、図-3.24(b)のように、 B_1 タイプの方がかなり小さい荷重から徐々に大きな変形を伴っている。

したがって、実際の岩盤のもつ層理面には、変形性の大きい材料とか、空隙などが存在しているのに近い状態であろうと判断される。事実、先述のダムサイトの基盤の層理面は少なくとも石膏で作った人工的な層理面ほど密着はしていない。

② 強度常数は図-3.24(a)に示すように A_1 タイプに対して、 $\tau=9.8+1.07\sigma \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ 、 B_1 タイプに対して $\tau=6.7+0.66\sigma \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$ である。この値はその組成である $E=70,000 \text{ Kg/cm}^2$ と $E=4,000 \text{ Kg/cm}^2$ の強度常数と、その面積比によっては推定がつかない。

③ 破壊面の形状は図-3.28に示すとおりであって、 A_1 タイプと B_1 タイプの間には大きな差違が認められる。すなわち A_1 タイプでは破壊は非常に深いところにあわれているのに対して、 B_1 タイプはほぼ想定せん断面付近で破壊している。これは堅い $E=70,000 \text{ Kg/cm}^2$ の部分が、軟弱部に相当する $E=4,000 \text{ Kg/cm}^2$ の大きな変形性のために、局所的な引張り破壊を伴うものと考えられる。

以上述べて来たように、岩盤の強度特性が層理面などによって大きく変化することがわかった。以下ではその事をより詳しく解明するために、また破壊現象を局所的に眺めるため、本論文で提案する方法をこの問題に適用してみる。

6.3 本解析方法による考察

以上述べて来たように層理面などの不連続面を有する岩盤の破壊特性は非常に複雑である。これを前章で考察したものから一步前進して解明するために、現象を局所的に眺める必要がある。そこで、本論文で提案する方法に従って、本節で示した破壊現象、とくに破壊面の形状について考察を加える。

そのためには模型内部の応力状態を知る必要がある。本節で示した模型実験では応力状態は3次元状態にある。そしてその状態での応力状態を見出すことはかなり困難であるので、ここではこれを2次元的な状態で考えることにした。そして、石膏を用いた模型実験によって応力状態を推定した。模型実験の方法は本節で述べたものと同種である。

荷重条件は図-3.25でみられた、比較的小さな荷重によって生じたクラックがはいらないよ

表 - 3. 8

| K | N (t) | D (t) | D/N | R (ton) | θ |
|---|-------|-------|-----------------|---------|----------|
| 1 | 0.637 | 0.580 | (0.91) 10 | 1.00 | 58° 15' |
| 2 | 0.371 | 0.813 | (2.20) 20 | 1.00 | 42° 38' |
| 3 | 0.184 | 0.913 | (4.96) 5.0 | 1.00 | 32° 35' |

うに選んだ。そして垂直荷重 N と傾斜荷重 D の比 N/D を略 1, $1/2$, $1/5$ とした。

そして応力測定後、外力の合力 R がほぼ一定になるように修正した。

その結果を表示したものが表 - 3. 8

である。したがって一定荷重 R を傾斜角度 θ を変えて作用させたときの応力分布を見出したことになる。これは、後の考察をすすめるためにとった便宜上の処置である。その結果を次に示す。

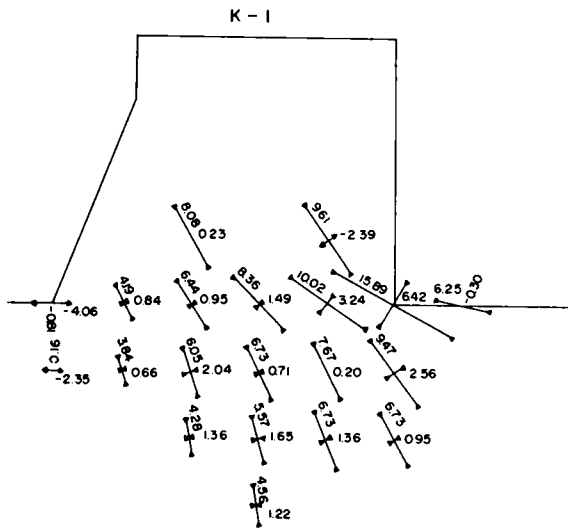


図 - 3. 3 0 主応力図

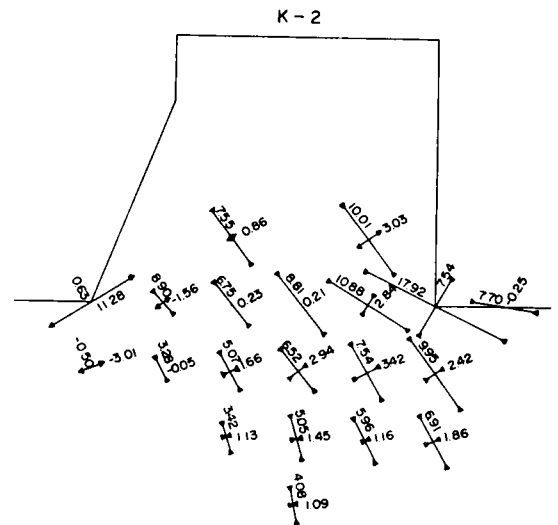


図 - 3. 3 1 主応力図

まず主応力図は図 - 3. 3 0 ~ 図 - 3. 3 2 に示すとおりである。図で応力分布は想定せん断面付近を中心に測定しているので、これらの図から全域的な主応力線の流れを想定することはむずかしいが、重力ダム底面付近の応力状態とほぼ似ている。ただし上流端での主応力値が負となっている。そして想定せん断面付近で主応力線が D/N の大きさによって、主応力線の傾斜角が変化して行く様子が理解される。すなわち、 D/N が大きくなるほど、想定せん断面付近の主応力の傾斜角が小さくなっている。

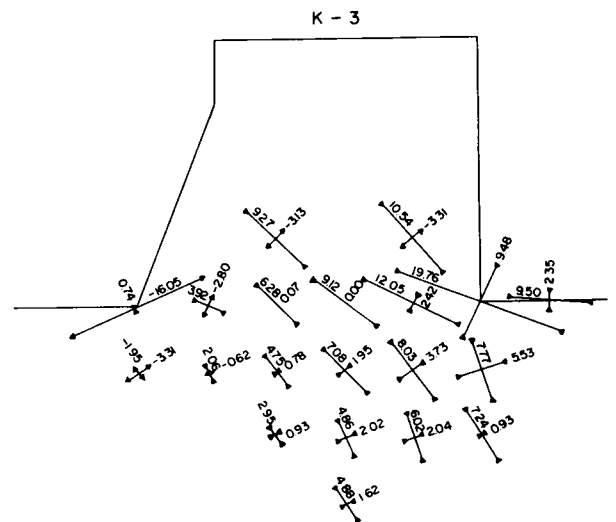


図 - 3. 3 2 主応力図

これをさらに明らかにするために想定せん断面で垂直応力、せん断応力を比較したものが図 - 3. 3 3 である。

これによると垂直応力は上流部では引張り応力となっている。これを応力分布の直線性を仮定すると、図中の直線であらわされる。したがってこの実験のような荷重条件の下では、直線分布

しやすくなっていくことが、それぞれの点安全率およびすべり線の方角を比較することによってわかる。

これらの点安全率およびすべり線の方角をもとにして、全体としてのすべり面を同じ図に書き込んである。その結果によると、すべり線は想定せん断面付近に生じほぼ凹型の円形になる。そしてその形は D/N の値によって若干の差を生じるようである。すなわち D/N が大きくなるほど、すべり面は平面に近くなると云える。なお図-3.30~3.32の主応力図をみるとわかるように、上流端の応力状態は第2主応力に大きな引張りが生じている。したがってこの応力によって、いわゆる引張り破壊が生ずる可能性がある。そのとき引張り破壊の生ずる方向は第1主応力の方向になり、破壊線は深く進入することになる。しかし、これは破壊実験の結果からも観察されたように、途中でストップする性格のものであるので、ここではこれを特に考えず、すべてせん断破壊として取扱った。

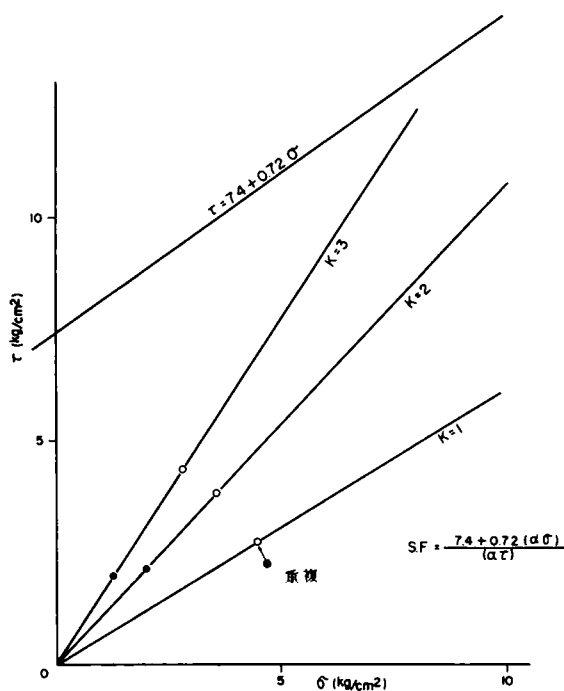
この結果と図-3.2⁵と比較してみると、両者はかなり良好な一致をみせている。したがって、一体模型（等方性供試体）における破壊の形状は、この検討方法によってかなり説明が出来ると云える。

つぎに、すべり線に沿う点安全率について述べる。この値はもちろん D/N の値によって変化

し、平均的にながめると、K1で3.5~3.7，K2で2.5~2.7，K3で2.2~2.4程度である。

この計算に用いた応力値はもちろん破壊にいたらない状態のもので、このときの応力と、この材料の破壊条件式とを $\sigma \sim \tau$ 平面上で眺めると、図-3.37のようになると、K1で3.86，K2で2.59，K3で2.15となる。

そして、これは点安全率から推定されたものとよく一致している。なおここではすべての安全率は強度安全率を対象としている。しかし、実際の破壊実験は荷重安全率に対応するものである。したがって荷重安全率の面から考察される



| K | H (Kg) | V (Kg) | α | τ (Kg/cm ²) | σ (Kg/cm ²) | $\alpha\tau$ | $\alpha\sigma$ | S.F | 作用角 |
|---|--------|--------|----------|------------------------------|--------------------------------|--------------|----------------|------|--------|
| 1 | 534 | 864 | 1.000 | 2.74 | 4.43 | 2.74 | 4.43 | 3.86 | 58°15' |
| 2 | 416 | 383 | 1.798 | 2.13 | 1.96 | 3.83 | 3.52 | 2.59 | 42°38' |
| 3 | 385 | 246 | 2.228 | 1.97 | 1.26 | 4.39 | 2.81 | 2.15 | 32°35' |

註： α はK=1の時のH・Vの合力に等しくするための倍率

図-3.37 石膏模型によるせん断試験

この計算で層埋面に沿う強度常数をCタイプの $\tau_0 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2$, $f = 0.64$, 堅硬部のそれを

図-- 3.38 点安全率およびすべり線図

D₁ タイプ (流れ目)

図-3.39 点安全率およびすべり線図

D₂タイプ(差し目)

$E = 70,000 \text{ Kg/cm}^2$ に対する $\tau_0 = 10.1 \text{ Kg/cm}^2$, $f = 0.81$ としている。

この結果によるとほとんどすべての点で層理面に沿う点安全率が小さくなり、その面に沿う破壊が卓越して生ずることがわかる。そして図-3.27のような破壊にはならない。しかし層理面に沿う強度常数がさらに大きいという事を仮想すれば、部分的には堅硬部内での最小すべり線に沿う破壊があり得る。

このように、この場合には破壊を説明し得ないが、その原因としては、応力値そのものが一体モデルでの応力値とは異なり、また、層理面に沿うすべりが一部に生じたときに、他の応力値が変化する逐次破壊現象が大きく関係していると考えられる。

したがって、こうした層理面をもった状態での応力分布を見出す研究が、この問題の解決のためにはまず第一に必要なことであると考えられる。

第 7 節 結 言

1) 本章では基礎岩盤の安定解析を従来よりさらに合理的に行うためには

- ① 安全率の工学的意義
- ② 破壊面上での点安全率の分布
- ③ 破壊の安全率と点安全率の工学的評価
- ④ 破壊面の形状とその確からしさ

を一段と明らかにする必要があることから、ダム的基础岩盤に対して見込むべき余裕を、主として強度に対してであることを論じた。

2) 次に、強度低下の現われる形によって、3種類の異なった安全率と異なったすべり方向があることを述べ、さらに従来の全体的な巨視的な安全率の他に、局部破壊を考慮した微視的な安全率を検討することがきわめて重要であることを指摘した。

3) こうした観点から破壊面のより確からしい形状を求めるための、図解法と逐次計算法によるすべり面の解析方法を提案し、これを均質等方性基礎と不連続面を有する基礎について説明した。特に後者については、すべり面が断層面へ乗り移るかどうかの検討が可能であることを論じた。

4) さらにこの提案の解析方法を3つの例に適用して、模型実験結果または計算との比較を試み、その適用の妥当性を検討して略良好な結果を得たことを論じた。

5) 以上の取り扱いに関しては、厳密には逐次破壊現象などを明らかにする必要があるが、現時点ではこれを考慮することができなかった。

また基礎岩盤内の応力分布の推定についても、今後の研究にまたねばならない点が残されている。

参 考 文 献

1) R. Rosha: "Mechanical Behaviour of Rock Foundation in Concrete Dam", 7th Cong. of L.D. Roma 1961.

2) 中村慶一，飯田隆一，葛屋達郎：

“川俣ダム基礎岩盤模型実験”

建設省土木研究所報告 120号，昭和39年10月

第4章 3次元的な基盤の安定解析方法の提案

第1節 概 説

前章では荷重の作用状態あるいは岩盤の抵抗の機構が2次元的に取り扱い得る場合を対象として、2次元応力状態に対して安全性の検討方法を述べて来た。

しかし、第2章第³節において考察したように、アーチダム基礎岩盤では3次元的な広がりをもつた3次元的方向の外力が作用し、基礎岩盤それ自体も非常に複雑な3次元の広がりをもっている。したがって、そうした状態での基礎岩盤の安定性を検討するためには、当然3次元的な場での取り扱いを試みなければならない。

こうした観点から、従来の解析方法を考察した第2章第³節をふり返つてみると、このような3次元安定計算方法として、二つの流れが読み取られる。それは、

- 1) 3次元的な破壊を3次元のマスとして取り扱おうとするもので、ロッキーパーラーによる方法とか、W. Wittkeの方法などがこれに属する。
- 2) 3次元的な破壊を2次元的な破壊の組合せによつて、表わそうとするもので、水平、鉛直2次元法とか、L. Müllerによる傾斜2次元方法がこれに属する。

しかし、これらの方法をさらに考察してみると、第3章第1節において述べたように、安全率の工学的意義、破壊面の形状とか位置の確からしさ、さらに安全率の分布という点で種々の問題が見出される。

そこで、まず、第2節において、第3章で述べた考えにもとづいて、3次元すべり面のより厳密な取り扱いについて述べる。しかし、次節でも述べるように、そのためには基盤内の応力を知らなければならない。岩盤内の3次元的な応力分布を見出す試みは殆んど行なわれておらず、丹羽博士らによる実験的研究が行なわれている程度である。

したがって、次節で述べる方法は容易にとり得る方法ではない。

したがって、この問題の3次元的な実用的な解法を考えなければならない。これについて、第3節で述べる。

第 2 節 3 次元安定計算の理論的な取り扱い

ここでまず今一度岩盤の破壊論について考察してみる。先にも述べたように、物質の破壊論として、R. Mises の提唱になる八面体せん断応力一定の条件

$$\sqrt{\frac{2}{3}(\tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2)} = k_1 \dots\dots\dots (4.1)$$

と H. Tresca による最大せん断応力一定の条件

$$\text{Max}\{|\tau_n|\} = k_2 \dots\dots\dots (4.2)$$

などがある。コンクリートの破壊条件として、伊東は ^①(4.1) の一般化である。

$$\tau_{oct} = F(\sigma_{oct}) \dots\dots\dots (4.3)$$

が妥当であるとしている。

岩盤の場合については、もちろん明確な破壊条件式は提唱されていない。

ここでは (4.2) の一般化の一つであるクーロンの破壊説に従うことにする。

$$\tau = \tau_0 + f\sigma \dots\dots\dots (4.4)$$

つぎに、問題になるのが、岩盤の自重応力も含めて、外力による岩盤内応力の推定方法である。そのためには 3 次元光弾性実験方法などがあるが、実際には十分な精度をもつて、岩盤内応力を推定することは困難なようである。したがって、実用的に岩盤内応力分布を推定する方法については今後の問題として、ここでは岩盤内応力分布は既知であるとする。

1) 均質基礎の場合の 3 次元的な点安全率とすべり面素

岩盤内の任意点の主応力値および座標 $O-x, y, z$ に対する方向余弦を次の通りとする。

(z : 鉛直上向方向)

$$\begin{pmatrix} \sigma_1, & l_1, & m_1, & n_1 \\ \sigma_2, & l_2, & m_2, & n_2 \\ \sigma_3, & l_3, & m_3, & n_3 \end{pmatrix}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 > 0; \text{comp}$$

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \dots\dots\dots (4.5)$$

ただし、各方向余弦については、

$$l_\mu l_\nu + m_\mu m_\nu + n_\mu n_\nu = \begin{cases} 1 & \mu = \nu \\ 0 & \mu \neq \nu \end{cases}$$

$$\sum l_i m_i = 0, \sum m_i n_i = 0, \sum n_i l_i = 0 \quad (i = 1, 2, 3)$$

$$\sum l_i^2 = 1, \sum m_i^2 = 1, \sum n_i^2 = 1 \quad (i = 1, 2, 3)$$

点安全率とすべり面素は第 3 章の場合と同様に考えて、次式で表わされる。

(a) 荷重点安全率

$$N_L = \frac{\tau_o \cos \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \dots\dots\dots (4.6)$$

すべり面素の方向余弦を ℓ_L, m_L, n_L とすると、

$$\begin{pmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ell_L \\ m_L \\ n_L \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \\ 0 \\ \cos(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

これを解いて

$$\ell_L = \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) (m_2 n_3 - m_3 n_2) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) (m_1 n_3 - m_3 n_1) \}$$

$$m_L = \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) (\ell_3 n_2 - \ell_2 n_3) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) (\ell_2 n_1 - \ell_1 n_2) \}$$

$$n_L = \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) (\ell_2 m_3 - \ell_3 m_2) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) (\ell_1 m_2 - \ell_2 m_1) \}$$

$$\text{ここで } \Delta = \begin{vmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{vmatrix}$$

このすべり線を作図するために、図-4.1のようにこれと直交する面を選び、その面の走行とすべり線の傾斜角で表示することにする。

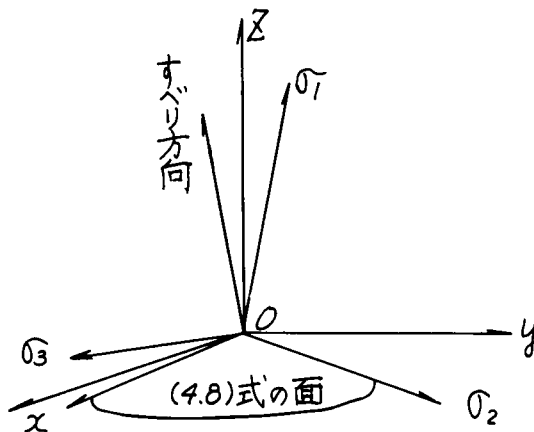


図-4.1 3次元すべり面の座標

すべり線と直交する面は、

$$\ell_L x + m_L y + n_L z = 0 \dots\dots\dots (4.8)$$

走行 θ_L は

$$\theta_L = \tan^{-1} \left(-\frac{\ell_L}{m_L} \right) \dots\dots\dots (4.9)$$

傾斜 α_L は

$$\alpha_L = \sin^{-1}(-n_L) \dots\dots\dots (4.10)$$

(b) 強度点安全率

強度点安全率についても第3章で述べたように、

$$N_s = \frac{\sqrt{(\tau_0 + f\sigma_1)(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)} \dots\dots\dots (4.11)$$

このときのすべり線の方余弦 ℓ_s, m_s, n_s は (4.7) 式と同様にして、

$$\begin{pmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ell_s \\ m_s \\ n_s \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos\{\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})\} \\ 0 \\ \cos\{\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})\} \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.12)$$

これを解いて

$$\begin{aligned} \ell_s &= \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (m_2 n_3 - m_3 n_2) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (m_1 n_3 - m_3 n_1) \} \\ m_s &= \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (\ell_3 n_2 - \ell_2 n_3) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (\ell_1 n_3 - \ell_3 n_1) \} \\ n_s &= \frac{1}{\Delta} \{ \cos(\frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (\ell_2 m_3 - \ell_3 m_2) + \cos(\frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \tan^{-1}(\frac{f}{N_s})) (\ell_1 m_2 - \ell_2 m_1) \} \end{aligned}$$

ここで

$$\Delta = \begin{vmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{vmatrix}$$

(a) の場合と同様走行 Θ_s と傾斜角 α_s は

$$\Theta_s = \tan^{-1}(-\frac{\ell_s}{m_s}) \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\alpha_s = \sin^{-1}(-n_s) \dots\dots\dots (4.14)$$

となる。

2) 不連続面の場合の3次元的な点安全率とすべり面素

これらは、いま考えている点の強度が一様である場合になり立つものであるが、この点を通る強度の小さい不連続面が存在するときには事情が異なり、(4.7) 式、(4.12) 式で表わされる方向ですべらないことが起り得る。そこで、この点について考えてみる。

その不連続面を

$$\ell_f x + m_f y + n_f z = 0 \dots\dots\dots (4.15)$$

強度を

$$\tau = \tau'_0 + f'\sigma \quad (f' = \tan \phi') \dots\dots\dots (4.16)$$

であらわすものとする。

この面に作用する垂直力とせん断力を計算するために、Z' 方向 (ℓ_f, m_f, n_f) を含む $x'(\ell_{f1}, m_{f1}, n_{f1})$ 、 $y'(\ell_{f2}, m_{f2}, n_{f2})$ の直交座標を選ぶ。(x', y' は当然 f 面上にある。) この座標の選びかたには一次の自由性があり、例えば、それを ℓ_{f1} とすれば他の5変数 ($m_{f1},$

$n_{f_1}, \ell_{f_2}, m_{f_2}, n_{f_2}$ は次式から求まる。

$$\left. \begin{aligned} \ell_{f_1}^2 + m_{f_1}^2 + n_{f_1}^2 &= 1 \dots\dots\dots \\ \ell_{f_2}^2 + m_{f_2}^2 + n_{f_2}^2 &= 1 \dots\dots\dots \\ \ell_{f_1} \times \ell_{f_2} + m_{f_1} \times m_{f_2} + n_{f_1} \times n_{f_2} &= 0 \dots\dots\dots \\ \ell_{f_1} \times \ell_{f_2} + m_{f_1} \times m_{f_2} + n_{f_1} \times n_{f_2} &= 0 \dots\dots\dots \\ \ell_{f_1} \times \ell_{f_2} + m_{f_1} \times m_{f_2} + n_{f_1} \times n_{f_2} &= 0 \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots (4.17)$$

いま、 $0-\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ 座標を旧座標として、 $0-x' y' z'$ 座標の方向余弦を

$$\begin{pmatrix} \ell_{f_1}' & m_{f_1}' & n_{f_1}' \\ \ell_{f_2}' & m_{f_2}' & n_{f_2}' \\ \ell_{f_3}' & m_{f_3}' & n_{f_3}' \end{pmatrix}$$

とすると、これは次式を満足することから求められる。

$$\begin{pmatrix} \ell_1 & m_1 & n_1 \\ \ell_2 & m_2 & n_2 \\ \ell_3 & m_3 & n_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ell_{f_1} & \ell_{f_2} & \ell_{f_3} \\ m_{f_1} & m_{f_2} & m_{f_3} \\ n_{f_1} & n_{f_2} & n_{f_3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \ell_{f_1}' & m_{f_1}' & n_{f_1}' \\ \ell_{f_2}' & m_{f_2}' & n_{f_2}' \\ \ell_{f_3}' & m_{f_3}' & n_{f_3}' \end{pmatrix} \dots\dots\dots (4.18)$$

このとき、 $0-x' y' z'$ での応力成分 σ_z' , $\tau_{x'y}'$ は、

$$\begin{aligned} \sigma_z' &= \sigma_1 \ell_{f_3}^2 + \sigma_2 m_{f_3}^2 + \sigma_3 n_{f_3}^2 \\ \tau_{x'y}' &= \sigma_1 \ell_{f_1}' \times \ell_{f_2}' + \sigma_2 m_{f_1}' \times m_{f_2}' + \sigma_3 n_{f_1}' \times n_{f_2}' \end{aligned}$$

これは、いずれも方向余弦の一つの関数（例えば ℓ_{f_1} ）である。これを用いて、点安全率を見出す。

(a) 荷重点安全率 N_{Lf} は、

$$N_{Lf}(\ell_{f_1}) = \frac{\tau_{x'y}' - f' \sigma_z'}{\tau_{x'y}' + f' \sigma_z'} \dots\dots\dots (4.19)$$

で与えられ、最少の N_{Lf} は $\frac{d(N_{Lf})}{d(\ell_{f_1})} = 0$ から求められる。

そのときのすべりの方向は $(\ell_{f_1}'', m_{f_1}'', n_{f_1}'')$ で与えられる。これは、もちろん (4.17) 式を満足する。

(b) 強度点安全率

$$N_{sf} = \frac{\tau_{x'y}' + f \sigma_z'}{\tau_{x'y}'} \dots\dots\dots (4.20)$$

であたえられ、その最少値は、 $\frac{d(N_{sf})}{d(\ell_{f_1})} = 0$ により求められる。

そして、そのときのすべりの方向は、 $(\ell_{f_1}''', m_{f_1}''', n_{f_1}''')$ で与えられる。

それぞれの走行 θ 、傾斜は、前に述べたと同様 a), b) に対して

$$\begin{aligned} \theta_L &= \tan^{-1} \left(-\frac{\ell_{f_1}''}{m_{f_1}''} \right) \\ \theta_s &= \tan^{-1} \left(-\frac{\ell_{f_1}'''}{m_{f_1}'''} \right) \dots\dots\dots (4.21) \end{aligned}$$

$$\alpha_L = \sin^{-1}(-n_{f_1}^I) \dots\dots\dots (4.21)$$

$$\alpha_S = \sin^{-1}(-n_{f_1}^{III})$$

で与えられる。

そして、不連続面にそつてすべり破壊が生ずるかどうかは、(4.6)式と(4.19)式および(4.11)式と(4.20)式との大小関係によつて定まる。

第3節 実用的な3次元安定計算方法の試案

3.1. 3次元解析の位置づけ

前節に述べた理論的な3次元安定解析方法は基礎岩盤内の3次元応力状態を知る必要がある。しかし一般には基礎岩盤内の3次元応力状態を知ることは極めて困難であるので、実際の基礎岩盤の安定解析を行うためには、何らかの形で2次元化した取扱方法を検討する必要がある。

基礎岩盤が3次元的な働きをし、これを3次元的に解析する必要があるならば、3次元構造物として種々の解析方法が検討されて来た構造物の解析方法と対比して考察することは、この種の検討に極めて有意義であると考えられる。

3次元構造物としてかなり検討されたものとしてはアーチダムがあげられる。そこでアーチダムの解析方法の変遷と種類を検討することにより、基礎岩盤の安定解析方法の位置づけを試みてみよう。

アーチダムはいわば自然発生的に作られた形状であるといわれる。それを設計して造つたといわれるものに Zola Dam (1843年)がある。しかし、その設計理論は非常に明確さを欠くものであり、その状態は1920年頃まで続いた。その間にアーチダムを水平に独立したアーチと考え、更にアーチを円壩の一部と考えた円壩公式、それを一歩進めてアーチの支持条件を改良して、水平な曲り梁として解析した独立アーチ法等が現れている。これらの解法の特色は上下には連続性のない独立した2次元アーチから成っており、全外荷重はこの2次元の水平アーチによつて支持されていると考えている。

しかし1920年頃から3次元的な考慮が加味され、水平アーチと鉛直片持梁の共同作用であるとの考えから、所謂格子構造としての解析方法が検討され、1940年に試算荷重法として米国開拓局により完成された。

これと併行してアーチダムを一体の構造物として殻理論による解析方法も開発され、またこれとは別に独立アーチ法を改良して2次元的な解析でありながら、3次元的な取扱に接近するものとして Coyne の傾斜アーチ法等がある。

これらの数多くの解析方法の中で最も用いられているのは、試算荷重法で代表される格子構造による解法であるが、その特徴は

- (I) 計算は極めて複雑であるが、その必要精度に応じて種々の簡易化が可能である。
- (II) 順応性が高く、他の解析方法では取扱が困難なような形に対しても解析が可能である。
- (III) 計算精度が高い。

等である。

さて、ここで基礎岩盤の3次元安定解析方法をアーチダムの応力解析方法と対比して考察してみよう。先ず円壩公式に対応するものとして、鉛直または水平スライスにおける円弧すべり面法が考えられる。円壩公式の支持条件を改め、アーチとしての解法へ一歩前進した水平アーチ法に対応するものが、岩盤内の軟弱層の存在を考慮した前章に述べた安定解析方法であるとも云い得

る。或は円弧すべり面法は、Müllerの傾斜スライス法にも用いられているという意味ではむしろ水平アーチ法に対応し、前章に述べた安定解析方法は、2次元アーチの弾性解又は2次元模型解析に対応するとも云い得る。このように考えるとこれら2次元解析方法は、水平アーチ法が傾斜アーチ法または格子構造による解の基礎となつて、3次元解析方法に発展していつたように、3次元解析方法の基礎となり、3次元解析方法へ発展して行くべきものであると云い得る。

A. Coyneの傾斜アーチ法が主応力の方向に要素をとることにより、2次元解析のまゝ3次元の取扱に入らうとした点で、3次元解析の第一歩と考えるならば、L. Müllerの方法は正にこれに対応するものと考えることが出来る。

一方廻転体殻理論はその適用範囲は狭いが、最初から3次元の取扱を目指していたことに着目するならば、ロッキーピラーの方法は理論精度は殻理論よりかなり劣るが、特殊な場合には適用可能であり、最初から3次元の取扱を目指している点で、廻転体殻理論に類似性を持つている。

このように考えると、現在アーチダムの解析で最も用いられている試算荷重法等の格子構造による解法に対応する方法が当然考えられて来る。この種の解法はアーチダムの場合と同様に適用範囲が広く、将来実用的な解析方法の主流をなす可能性のある方法であろう。

また、この方法では試算荷重法に拱頂片持梁法、半径方向調整、完全調整と、必要とされる精度に応じた簡略方法があるように、岩盤の安定解析方法の場合にも種々な簡略化も可能となると考えられる。こうしたダムと岩盤の解析方法の対応を表-4.1に示した。

以下このような格子構造による3次元安定解析方法として、どのようなものが考えられるのかについて考察しよう。

表-4.1 解析方法の対応

| | アーチの応力解析方法 | 岩盤の安定解析方法 |
|-----|-------------------------|------------------|
| 2次元 | 水平スライ ス法 | 鉛直又は水 円弧すべり面法 |
| | 円壩公式 水平アーチ法 | 平スライス法 第3章の方法 |
| | 傾斜アーチ法 | L. Müllerの方法 |
| 3次元 | 簡易殻理論 | ロッキーピラー法 |
| | 拱頂片持梁法 | 格子構造に よる方法 |
| | 試算荷重法 半径方向調整 完全調整 | |

3.2 格子構造による解法

格子構造による岩盤の安定解析方法を検討するに当つて、先ず理想的な状態を考え、これからどのような格子構造による解法が可能になるのかについて考察してみよう。

(i) 第1段階として岩盤内の3次元的な応力分布が既知であつたとする。この場合には(4.19)~(4.21)式より各点の点安全率およびすべり面の方向が求められるので、これらによりすべ

り面の位置、形状は容易に求めることが出来る。

(ii) 第2段階として、岩盤内の3次元応力を格子構造により求めるとして、格子構造により3次元応力を求める方法について考察しよう。

H.V.T.なる三つの直交する構造系をとり、各々の応力、変位に夫々H.V.T.なるサフィックスを付するものとする。三次元の応力は

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + X &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0 \dots\dots\dots \\
 P_{nx} &= \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) + \tau_{xz} \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{ny} &= \tau_{xy} \cos(n, x) + \sigma_y \cos(n, y) + \tau_{yz} \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{nz} &= \tau_{xz} \cos(n, x) + \tau_{yz} \cos(n, y) + \sigma_z \cos(n, z) \dots\dots
 \end{aligned} \right\} \dots (4.2.2)$$

を解くことにより求められる。これを三つの構造系に対する方程式に分解すると

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial \sigma_x^H}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}^H}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}^H}{\partial z} + X^H &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xy}^H}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y^H}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}^H}{\partial z} + Y^H &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xz}^H}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}^H}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z^H}{\partial z} + Z^H &= 0 \dots\dots\dots \\
 P_{nx}^H &= \sigma_x^H \cos(n, x) + \tau_{xy}^H \cos(n, y) + \tau_{xz}^H \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{ny}^H &= \tau_{xy}^H \cos(n, x) + \sigma_y^H \cos(n, y) + \tau_{yz}^H \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{nz}^H &= \tau_{xz}^H \cos(n, x) + \tau_{yz}^H \cos(n, y) + \sigma_z^H \cos(n, z) \dots\dots
 \end{aligned} \right\} \dots (4.2.3)$$

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{\partial \sigma_x^V}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}^V}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}^V}{\partial z} + X^V &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xy}^V}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y^V}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}^V}{\partial z} + Y^V &= 0 \dots\dots\dots \\
 \frac{\partial \tau_{xz}^V}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}^V}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z^V}{\partial z} + Z^V &= 0 \dots\dots\dots \\
 P_{nx}^V &= \sigma_x^V \cos(n, x) + \tau_{xy}^V \cos(n, y) + \tau_{xz}^V \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{ny}^V &= \tau_{xy}^V \cos(n, x) + \sigma_y^V \cos(n, y) + \tau_{yz}^V \cos(n, z) \dots\dots \\
 P_{nz}^V &= \tau_{xz}^V \cos(n, x) + \tau_{yz}^V \cos(n, y) + \sigma_z^V \cos(n, z) \dots\dots
 \end{aligned} \right\} \dots (4.2.4)$$

$$\left. \begin{aligned}
& \frac{\partial \sigma_x^T}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}^T}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}^T}{\partial z} + X^T = 0 \dots\dots\dots \\
& \frac{\partial \tau_{xy}^T}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y^T}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}^T}{\partial z} + Y^T = 0 \dots\dots\dots \\
& \frac{\partial \tau_{xz}^T}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}^T}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z^T}{\partial z} + Z^T = 0 \dots\dots\dots
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.25)$$

$$\left. \begin{aligned}
& P_{nx}^T = \sigma_x^T \cos(n, x) + \tau_{xy}^T \cos(n, y) + \tau_{xz}^T \cos(n, z) \dots\dots \\
& P_{ny}^T = \tau_{xy}^T \cos(n, x) + \sigma_y^T \cos(n, y) + \tau_{yz}^T \cos(n, z) \dots\dots \\
& P_{nz}^T = \tau_{xz}^T \cos(n, x) + \tau_{yz}^T \cos(n, y) + \sigma_z^T \cos(n, z) \dots\dots
\end{aligned} \right\}$$

促しこゝに

$$\left. \begin{aligned}
& \sigma_x = \sigma_x^H + \sigma_x^V + \sigma_x^T, \sigma_y = \sigma_y^H + \sigma_y^V + \sigma_y^T, \sigma_z = \sigma_z^H + \sigma_z^V + \sigma_z^T \dots\dots\dots \\
& \tau_{xy} = \tau_{xy}^H + \tau_{xy}^V + \tau_{xy}^T, \tau_{yz} = \tau_{yz}^H + \tau_{yz}^V + \tau_{yz}^T, \tau_{zx} = \tau_{zx}^H + \tau_{zx}^V + \tau_{zx}^T \dots\dots \\
& X = X^H + X^V + X^T, Y = Y^H + Y^V + Y^T, Z = Z^H + Z^V + Z^T \dots\dots\dots \\
& P_{nx} = P_{nx}^H + P_{nx}^V + P_{nx}^T, P_{ny} = P_{ny}^H + P_{ny}^V + P_{ny}^T, P_{nz} = P_{nz}^H + P_{nz}^V + P_{nz}^T \dots\dots
\end{aligned} \right\} (4.26)$$

とする。これらの式から明らかなように、格子構造で解析した場合に外荷重を分割し、更に各格子点で自己平衡荷重 (self-balancing load) をかけることにより、各格子点での変位を一致させれば 3 次元応力を求めることが可能になる。

このようにして求めた応力に、前節に述べた方法を適用すれば、3 次元応力すべり面を求めることが出来る。

(iii) 第 3 段階として、このような構造要素ですべり面を考えた場合に、3 次元応力から求めたすべり面とどのような関係にあるかについて考察しよう。この場合の問題点としては

(a) (4.26) 式に示したように 3 次元応力は各構造要素の応力を重畳したものである。

従つて、各構造要素の応力は各応力成分とも 3 次元応力よりは小さい。このため、各構造要素でその応力にもとづいて点安全率を求めた場合には、3 次元応力より求めたものより大きな値を示す。

(b) 重畳された応力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ から各構造要素面の面内応力を求め、これから各構造要素内での点安全率を求めたとしても、各構造要素面の面内応力により描れる Mohr の円はいづれも、3 次元応力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ により描かれる Mohr の円の内に含まれるから、これらの安全率は 3 次元応力より求めた点安全率より必ず高い値を示す。

(c) 各構造要素での最小すべり面と、3 次元応力によるすべり面とは一般には一致しないと考えるべきである。

の 3 つが考えられる。

先ず(a)項に述べた問題点について考察しよう。(4.22) ~ (4.26) 式においては H.V.T.

なる直交する構造系を考えている。しかし構造系の数が多い程各構造要素の応力は分割され、(a)項で指摘した問題点が拡大されることになる。一方構造系の数を一つとした場合には、構造系に直交した方向の連続性がなくなり、厳密な意味では3次元的な取扱とは言い難くなる。従つて(a)項に指摘した問題点を避けつゝ3次元的な取扱を行うには、直交した二つの構造系をとるのが最もよいことになる。

さて(a)項に述べた問題点を更に検討するために、格子構造による解法について検討を加えてみることにする。直交した二つの構造系をH、Vとし、Hをxy平面に平行にとり、Vをxz平面に平行にとることにする。

一般に格子構造による解法では3次元構造物の応力は、各構造系の応力を重畳することにより求められるとしているのに反し、変位は3次元構造物の変位と各構造系の変位とは一致としている。これは一見矛盾しているように見える。しかし、この点は仮定の個有応力源という概念を導入することにより解決される。

$\sigma_x^H, \sigma_y^H, \sigma_z^H, \tau_{xy}^H, \tau_{yz}^H, \tau_{zx}^H$ に対応する歪を $\epsilon_x^H, \epsilon_y^H, \epsilon_z^H, r_{xy}^H, r_{yz}^H, r_{zx}^H$ とし $\sigma_x^V, \sigma_y^V, \sigma_z^V, \tau_{xy}^V, \tau_{yz}^V, \tau_{zx}^V$ に対応する歪を $\epsilon_x^V, \epsilon_y^V, \epsilon_z^V, r_{xy}^V, r_{yz}^V, r_{zx}^V$ とする。 歪の合成 $e = e_x + e_y + e_z = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ である。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^H &= 2G \left(\epsilon_x^H + \frac{e^H}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial u}{\partial x} - e^V + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^V \right) \right] \dots\dots\dots \\ \sigma_y^H &= 2G \left(\epsilon_y^H + \frac{e^H}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial v}{\partial y} - e^V + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^V \right) \right] \dots\dots\dots \\ \sigma_z^H &= 2G \left(\epsilon_z^H + \frac{e^H}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial w}{\partial z} - e^V + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^V \right) \right] \dots\dots\dots \\ \tau_{xy}^H &= G r_{xy}^H = G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} - r_{xy}^V \right) \dots\dots\dots \\ \tau_{yz}^H &= G r_{yz}^H = G \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} - r_{yz}^V \right) \dots\dots\dots \\ \tau_{zx}^H &= G r_{zx}^H = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} - r_{zx}^V \right) \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.27)$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x^V &= 2G \left(\epsilon_x^V + \frac{e^V}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial u}{\partial x} - e^H + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^H \right) \right] \dots\dots\dots \\ \sigma_y^V &= 2G \left(\epsilon_y^V + \frac{e^V}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial v}{\partial y} - e^H + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^H \right) \right] \dots\dots\dots \\ \sigma_z^V &= 2G \left(\epsilon_z^V + \frac{e^V}{m-2} \right) = 2G \left[\frac{\partial w}{\partial z} - e^H + \frac{1}{m-2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} - e^H \right) \right] \dots\dots\dots \\ \tau_{xy}^V &= G r_{xy}^V = G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} - r_{xy}^H \right) \dots\dots\dots \\ \tau_{yz}^V &= G r_{yz}^V = G \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} - r_{yz}^H \right) \dots\dots\dots \\ \tau_{zx}^V &= G r_{zx}^V = G \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} - r_{zx}^H \right) \dots\dots\dots \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.28)$$

即ち、Hでの歪をVの個有応力源として導入し、Vでの歪をHの個有応力源として導入すること

により、応力を重畳し、変位を重畳しないことが数学的に可能となる。

では変位を調整することによりどのような応力が生ずるか、またこれらの個有応力源を加えることにより、どのような応力が生ずるかについて考察してみよう。

H構造系では面内応力として σ_x , σ_y , τ_{xy} が現れ、面内変位としては u, v が現れる。V構造系では面内応力として σ_x , σ_z , τ_{xz} が現れ、面内変位としては u , w が現れる。

従つて x 方向の変位 u は面内応力のみを対象として調整し得る。

次に y 方向の変位 v の調整について考察してみよう。 v はH構造系にとつては面内変位であるが、V構造系にとつては面外変位である。故にV構造系には面外応力が生ずることになる。V構造系の面外応力としては σ_y , τ_{xy} , τ_{yz} であるが、H・V両構造系の面外応力である τ_{yz} をこの調整計算の主役を演ずるものとして、V構造系の構造要素は x 方向には単位幅で切れた柱で連続性がなく、 z 方向にのみ連続性があると考え、 y 方向の変位 v の調整を行つたとする。この時H・V両構造系の v は各点で一致しているが、H構造系では変位 v については x , y 方向^向には連続性があるが、 z 方向には連続性はなく、V構造系では v については z 方向には連続性はあるが、 x , y 方向には連続性はない。そこでH構造系に r_{yz}^V なる個有応力源を、V構造系に ϵ_y^H , r_{xy}^H なる個有応力源を加えると、H構造系にはV構造系が持つていた変位 v についての z 方向の連続性が加付され、V構造系にはH構造系が持つていた変位 v についての x , y 方向の連続性が加付されることになる。従つて v についての調整計算では、V構造系には面外応力 τ_{yz} を用いて調整し、H構造系に r_{yz}^V 、V構造系に ϵ_y^H , r_{xy}^H なる個有応力源を加付すれば両系の変位 v は一致し、しかも x , y , z 方向に連続性を保持することになる。

同様に変位 w についての調整計算ではH構造系には面外応力 τ_{yz} を用いて調整し、H構造系に ϵ_z^V , r_{xz}^V 、V構造系に r_{yz}^H なる個有応力源を加付すれば両系の変位 w は一致し、しかも x , y , z 方向に連続性を保持することになる。

変位 u については前述したように両系にとつて面内変位であるから、調整計算は面内応力のみで行われ、H構造系では u については x , y 方向に連続性を持つており、V構造系では x , z 方向に連続性をもっている。そこでH構造系に r_{zx}^V 、V構造系に r_{xy}^H なる個有応力源を加付することにより、前述したH構造系の w の x 方向への連続性と同時に、 u の z 方向の連続性が得られ、V構造系の w の x 方向への連続性と同時に、 u の y 方向の連続性が得られることになる。

以上からH構造系では面内応力として σ_x^H , σ_y^H ; τ_{xy}^H 、面外応力としては τ_{yz}^H が現われ、V構造系では面内応力として σ_x^V , σ_z^V , τ_{xz}^V 、面外応力として τ_{yz}^V が現われる。これらの応力から個有応力源としてH構造系には ϵ_x^V , ϵ_y^V , r_{xz}^V , r_{yz}^V が、V構造系には ϵ_x^H , ϵ_y^H , r_{xy}^H , r_{yz}^H が加えられることになるが、このうち ϵ_x^V , ϵ_x^H 以外はいづれも両構造系に対し面外歪で、前述の考察から明らかなように、両構造系の変位の連続性を与える作用をするものであると考えられる。これらの個有応力源は、夫々の構造系での適合条件式を満足する限り、構造要素での変位（構造要素間の変位には影響を与えるが、構造要素そのものの変位には影響を与えない）、応力には影響を与えない。従つて形状が急変する場所等、局部応力の発生する所以外はこ

れによる変位、応力には影響を与えないと考えて差支えない。

これに対し ϵ_x^V , ϵ_x^H は H・V 構造系に対し面内歪である。従つて ϵ_x^V , ϵ_x^H なる個有応力源は、夫々の構造系の適合条件式を満足する限り応力は生じないが、変位には影響を与えると考えるなければならない。

以上の考察から明らかなように、(a) 項に述べた応力の重畳の問題は、 xy 平面と xz 平面に平行な 2 つの構造系をとつた場合には、2 次的な応力をのぞけば σ_x と τ_{yz} に現れると云い得る。このうち σ_x は両構造系にとつて面内応力であるから、両構造系の応力解析を行つた後に重畳を行い、しかる後安定解析を行う必要がある。 τ_{yz} は両構造系にとつて面外応力である。このため応力解析でも最終段階で求められるものである。故に格子構造による解析で簡易化を計る場合にも第 1 に省略される応力であるから、 τ_{yz} の影響が極力小さくなるように構造系を選択することが大切である。

次に (b) 項に述べた問題について考察しよう。

先ず最も簡単な場合について考察する。或る点での主応力を σ_1 , σ_2 , σ_3 とする、直交する三つの面を ξ , η , ζ とする。

(i) ξ 面内に σ_2 , σ_3 を、 η 面に σ_2 , σ_1 を、 ζ 面に σ_1 , σ_3 を含む場合

この場合には σ_1 , σ_2 , σ_3 と ξ , η , ζ 面の法線とが一致する場合である。この時各面で求めた荷重安全率は (3.11) 式より

$$N_{L\eta} = \frac{\tau_o \cos \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi}$$

となり、 η 面での荷重安全率は 3 次元の荷重安全率 (4.6) 式に一致する。また強度安全率は (3.13) 式より

$$N_{s\eta} = \frac{\sqrt{(\tau_o + f\sigma_1)(\tau_o + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)}$$

となつて、 η 面の強度安全率は 3 次元の強度安全率 (4.11) 式に一致する。

(ii) ξ , η 面が σ_3 を含み、 ζ 面が σ_1 , σ_2 を含む場合、 ξ 面の主応力は

$$\sigma_{\xi_1} = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha$$

$$\sigma_{\xi_2} = \sigma_3$$

η 面の主応力は

$$\sigma_{\eta_1} = \sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha$$

$$\sigma_{\eta_2} = \sigma_3$$

荷重安全率は

$$N_{L\xi} = \frac{\tau_o \cos \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha + \sigma_3) \sin \phi}$$

$$N_{L\eta} = \frac{\tau_o \cos \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha - \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha + \sigma_3) \sin \phi}$$

$$\therefore \frac{1}{N_L \xi} + \frac{1}{N_L \eta} = \frac{1}{N_{L1,3}} + \frac{1}{N_{L2,3}}$$

こゝに $N_{L1,3}$ は σ_1, σ_3 を主応力とした荷重安全率とする。

更に ζ 面の主応力は σ_2, σ_1 であるから

$$N_{L\zeta} = N_{L2,1}$$

$$\therefore \frac{1}{N_L \xi} + \frac{1}{N_L \eta} + \frac{1}{N_{L\zeta}} = \frac{1}{N_{L1,3}} + \frac{1}{N_{L2,3}} + \frac{1}{N_{L2,1}} \dots\dots\dots (4.29)$$

強度安全率は

$$N_{s\xi} = \frac{\sqrt{\{\tau_0 + f(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha)\}(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha - \sigma_3)}$$

$$N_{s\eta} = \frac{\sqrt{\{\tau_0 + f(\sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha)\}(\tau_0 + f\sigma_3)}}{\frac{1}{2}(\sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha - \sigma_3)}$$

こゝで $\sigma_{\xi 1}, \sigma_{\eta 1}$ との差が小さく、 $\tau_0 + f(\sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha)$ と $\tau_0 + f(\sigma_1 \sin^2 \alpha + \sigma_2 \cos^2 \alpha)$ との差が小さいものとする。

$$\frac{1}{N_{s\xi}} + \frac{1}{N_{s\eta}} = \frac{1}{N_{s1,3}} + \frac{1}{N_{s2,3}}$$

$$\text{また } N_{s\zeta} = N_{s1,2}$$

$$\therefore \frac{1}{N_{s\xi}} + \frac{1}{N_{s\eta}} + \frac{1}{N_{s\zeta}} = \frac{1}{N_{s1,3}} + \frac{1}{N_{s2,3}} + \frac{1}{N_{s1,2}} \dots\dots\dots (4.30)$$

(4.29)、(4.30)は ξ, η, ζ 面が $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ に対し、任意のかたむきを持つているときには導くことは出来ない。しかし、 ξ, η, ζ 面のうちいずれか1つの法線が $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ のいずれか一つと一致するときは成立する。従つて(4.29)、(4.30)式は近似的には一般に成立すると仮定する。

しかるとき3次元的安全率 N_L, N_s は

$$N_L = N_{L1,3}, \quad N_s = N_{s1,3}$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{N_L} &= \frac{1}{N_{L\xi}} + \frac{1}{N_{L\eta}} + \frac{1}{N_{L\zeta}} = \frac{1}{N_{L1,3}} + \frac{1}{N_{L2,3}} \\ \frac{1}{N_s} &= \frac{1}{N_{s\xi}} + \frac{1}{N_{s\eta}} + \frac{1}{N_{s\zeta}} = \frac{1}{N_{s1,3}} + \frac{1}{N_{s2,3}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.31)$$

で3次元の安全率が求められる。

従つて格子構造で解を求め、その各構造系の点安全率が $N_{\xi}, N_{\eta}, N_{\zeta}$ の形で求められた場合には、(4.31)式で3次元的安全率を求めることが出来る。特に ζ 面内に σ_1, σ_2 が生じている場合には $N_{L\zeta} = \frac{N_{1,2}}{N_{L1,2}}$ で、かつ $\frac{N_{2,3}}{N_{L2,3}}$ の値はかなり大きいから

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{N_L} &= \frac{1}{N_{L\xi}} + \frac{1}{N_{L\eta}} \\ \frac{1}{N_s} &= \frac{1}{N_{s\xi}} + \frac{1}{N_{s\eta}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.32)$$

として近似的に求めることも可能である。

最後に(c)項について考察してみよう。

この問題については、各構造要素での滑り面は、3次元的な応力から求めた滑り面とは必ずしも一致しないと考えられる。しかし各構造要素で求めた点安全率を、(4.29)～(4.32)式により合成して3次元的な点安全率の分布を求め、これから、滑り面を求めれば、3次元的なすべり面および安全率を求めることは可能であろう。もつと簡単に各構造要素から求めたすべり面から、直接3次元的な安全率を求めようとする場合には、各構造要素でのすべり面は、その構造要素内では最小抵抗すべり面であり、従つて3次元のすべり面と構造要素との交線は、少なくともその構造要素内で求めたすべり面より高い安全率を有する筈であり、このため、各構造要素から求めたすべり面の安全率から、(4.29)～(4.32)式により合成すれば、安全側の値が得られる。

(V) 前項の考察において

(a) 格子構造による解を求める場合に2つの構造系をとるのがよいこと。

(b) 2つの構造系をとつて解析した場合に、2つの構造系の共通の面内応力(2つの構造系を xy 平面と xz 平面とに平行にとつた場合には σ_x)と、共通の面外応力(τ_{yz})について重畳した後安定解析を行う必要があること。

(c) 2つの構造系における安全率が求められた時、3次元的な安全率は(4.29)～(4.32)式で求められる。この場合に、2つの構造系を σ_1 と σ_2 を含む平面と、これに直交する面にとれば合成が容易であることが明らかとなつた。

一般に3次元的な岩盤の安全性を検討する必要性が生ずるのは、アーチダムの岩盤に於てである。こゝでアーチダムの基礎岩盤において、2つの構造系をどのようにとつたらよいかについて考察してみよう。

アーチダムの基礎岩盤において作用する力としては、ダムから作用する力と岩盤の自重と間隙水圧とが考えられる。

ダムから作用する力としてはアーチスラストが支配的であり、これによる岩盤内の応力は、岩盤の表面が河に平行にあるときは、アーチアバットメントから放射線上に第1主応力が、これに直交する方向に第3主応力が生ずる。しかし岩盤の安定解析が問題になる場合は、一般に下流側の岩盤の厚みが少ない場合であつて、このような場合には、川俣ダム、一ツ瀬ダムの実験からも明らかなように、第1主応力は応力の大きい部分ではアーチのスラスト方向に向いており、第3主応力は僅かながら引張になる部分が多い。一方、自重による応力は、第1主応力は鉛直方向に近く、第2、第3主応力は上下流方向および河に直交する方向で、いずれも僅かながら圧縮である。従つて自重とダムからの力により岩盤内に生ずる第1主応力の方向は、アーチスラストを含む鉛直面内で、斜め下向に生じ、第3主応力はアーチスラストまたは、アーチスラストよりやや下流向の線に直交する水平方向に生ずるものと考えられる。従つてアーチスラストと岩盤の自重とを合成した方向に構造系をとれば、近似的な2次元的な取扱いが可能となり、これが所謂Müller

の方法である。

また2つの構造系をとつて格子構造による解析を行う場合には、水平面と、アバットメントの半径方向より稍河向きの鉛直面をとれば、(4.32)式により3次元的な安全率を求めることが出来る。

(v) 前項までの考察では、2つの構造系に対して外荷重を分割すると共に、各格子点に自己平衡荷重をかけ、各格子点での各方向の変位を、2つの構造系で一致させることを前提としていた。しかし、これは極めて多大の労力を要するので、次の段階での簡易化について考察しよう。

岩盤の安定解析を行う場合に、すべり面近く以外の点の安全率を求めることは不必要である。従つて各格子点に作用する自己平衡荷重を荷重分割に集約して考え、推定されるすべり面近傍での変位が一致するように荷重分割を行い、安定解析を行う方法である。

この場合での荷重分割及び安全率の合成について、混乱を防ぐために少し説明を加えることにする。図-4.2に於て、A, B, Cはダムのアバットメント上の点で、E, F, Gはすべり面上

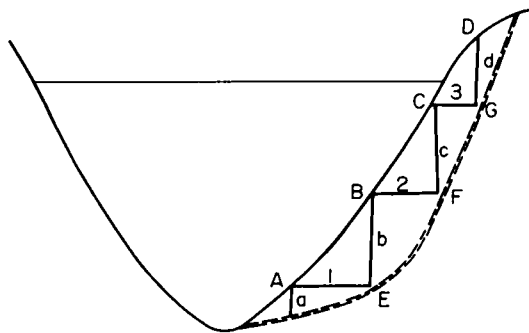


図-4.2 ダム基礎の格子構造解析

の点とする。また1, 2, 3は水平構造要素とし、a, b, c, dは鉛直構造要素とする。

A, B, C点において夫々、1とa、2とb、3とcが交わり、E, F, G点において1とb、2とc、3とdが交わるものとする。

A, B, C点において夫々ダムよりかかる力は1とa、2とb、3とcで分割され、E, F, G点において1とb、2とc、3とdの安全率が合成される。

この場合に1のすべり面は水平面内の曲線で表わされ、bのすべり面は鉛直面内の曲線で表わされる。従つて1とbのすべり面は1点または2点で交わるのみである。従つて(4.32)式により安全率が合成されるのは、すべり線の交点においてであり、従つて図-4.2に示すような格子をいくつか考え、一つの構造要素のすべり線でも、いくつかの交点を持つようにして、そのすべり線上での点安全率の分布を求めるという方法が考えられる。

この方法がアーチダムの完全調整に対応する方法であらう。

(vi) 前項に述べた方法をもり一步簡易化した方法としては、(iii)項にも述べたように、二つの構造系で求めた最小抵抗すべり線が、一つの曲面を形成するとは云い難いが、その位置は比較的接近して現れると考えられる。そこですべり線がほぼ一致するように荷重分割して、前項と同様に安全率を合成する方法が考えられる。この方法は(iii)項の(c)に対する考察からも明らかなように、前項の方法に比して安全側の値を与えられられる。

この方法はアーチダムの半径方向調整に相当するものと考えられる。

(vii) 前項に述べた方法を更に簡易化した方法として、適当な荷重分割を行つて、各構造系のす

べり線および安全率を求め、安全率の低いと考えられる構造系のすべり面に合せて他の構造系のすべり線を取り、その安全率を用いて合成する方法が考えられる。

この方法は前項に述べた方法に比して、稍危険側の値を与える可能性があるが、荷重分割において2つの構造系のすべり面が、極端な相違が生じないように配慮すれば、前項の簡易方法として使用し得るものであろう。

この方法はアーチダムの拱頂片持梁法に相当するものと考えられる。

以上格子構造による岩盤の安定解析方法について考察して来た。これらの考察はいずれも抽象的な検討であるので、3次元的な応力分布を実験または計算により求め、前節に述べた方法により求めた安全率およびすべり面の位置と、(V)～^(vii)~~(vi)~~項に述べた簡易方法による解析結果と比較して、簡易方法の適用性を検討することが必要であり、今後の研究課題であると考えられる。

第 4 節 結 言

アーチダム基礎岩盤では、外力や抵抗部分が3次元の広がりをもっているので、根本的には3次元的な取り扱いを要する。ここでは、3次元的な岩盤内応力が求められていることを前提として、前章で提案した考えを3次元問題に及ぼし、3次元安定解析計算の理論的な取り扱いについて述べた。

実際上は基盤内の3次元応力状態を求めることは極めて困難であるので、実用的には何らかの形で2次元化した取り扱いを必要とする。ここでは3次元構造物の解析方法の中、アーチダムの解析方法と基礎の安定解析方法とを対比して考察した後、岩盤内3次元応力を3つの直交構造系をもつ格子構造によつて求める方法を試案としてのべた。次いでこのような構造要素ですべり面を考えた場合に、3次元応力から求めたすべり面との関係についてふれた。

この場合、格子構造による解を求める場合に2つの構造系をとるのがよいこと。その場合2つの構造系の共通の面内応力と、共通の面外応力について重畳した後に安定解析を行なう必要があること。2つの構造系における安全率が求められた時に、3次元的な安全率があたえた各式で求め得ることなどを述べた。

さらにアーチダムの基礎岩盤で、2つの構造系をどう取るべきかについても考察した。また上述の計算の簡易化された方法についても論じた。しかし、これらの考察はいづれも抽象的な検討であり、今後の研究課題と考えられる。

参 考 文 献

- 1) 伊 東：土研所報 №100 . S.34.1

第 5 章 重力ダムの基礎処理設計に対する検討

第 1 節 概 説

本章においては、第 3 章に提案した岩盤の安定解析方法を適用して、重力ダムの基礎の設計に現れる諸問題について検討を加えてみる。

一般に重力ダムは

- (1) 転倒に対する検討 (Middle third 理論)
- (2) せん断摩擦抵抗に対する検討
- (3) 最大応力に対する検討

により設計されている。数年以前まではダムの設計の関心はダム本体にそゝがれ、せん断摩擦抵抗に対する検討もダムのコンクリートに対して適用される (32 年制定のダムの設計基準) ような状態にあつたが、マルパツセダムの破壊に刺戟されて、にわかに基礎岩盤の安定性に関心が集り、

- (a) コンクリートダムの破壊実例のほとんどが基礎岩盤の欠陥から生じているため、基礎岩盤の安定性に対し十分な注意を払う必要が痛感されて来たこと。
- (b) ダム建設に対する需要が高まるにつれて、基礎岩盤に問題のある地点にダムを建設する必要が生じて来たこと。
- (c) 以前はマスとしての岩盤の強度を測定する方法がなかつたが、最近の岩盤力学の進歩により岩盤の強度を試験する方法が実用化されて来たこと。

等の理由により、せん断摩擦抵抗に対する検討も主として基礎岩盤に対して適用されるようになり、その他従来はダム本体が安全なようにとの観点から取扱われていた問題も、岩盤が安全なようにとの観点から取扱われるようになって来た。

筆者が数年来、重力ダムの基礎の問題として取扱つて来た問題を大別すると、

- (1) 軟弱岩盤上にダムを建設する場合の、基礎の安定性の検討とその対策
- (2) 重力ダムの基礎に断層がある場合の処理方法

に分類される。これらの問題は比較的よく現れる問題なので、前述した安定解析法を適用しつつ、検討を加えることにする。

第 2 節 せん断摩擦抵抗

現在ダム設計規準では、せん断摩擦抵抗に対しては

$$n = \frac{\tau_0 \ell + fV}{H} > 4.0 \dots\dots\dots (5.1)$$

なるように定められている。こゝに

n : せん断摩擦抵抗安全率

ℓ : 推定破壊面の長さ

V : 推定破壊面に働く垂直力

H : 推定破壊面に働くせん断力

とする。一般に岩盤のせん断強度はコンクリートのそれに比してかなり低いこと、およびダムベースでは外荷重が最も大きいこと等の理由から、岩盤の τ_0, f を用いてこの式をダムベースに適用し、検討を行つている。

このことは、ダムのせん断破壊はダムのベース面沿いに生じ易いと仮定しており、更に (5.1) 式は破壊面に働く全垂直力と全せん断力から安全率を求めているから、この安全率は面全体の安全率であると云い得る。こゝで問題になるのは、

- (1) 破壊面がどのような位置に生ずるか。
- (2) (5.1) 式の安全率とすべり面沿いの点安全率の関係である。

これらの問題点を検討するに先立つて、ダムベース沿いの点安全率の分布について考察してみよう。即ち従来重力ダムのせん断摩擦安全率の (5.1) 式がダムベースに適用され、しかも全体的な安全率として 4.0 以上を確保して数多くの実績を積みあげて来ているが、最も安全率の低いダムベース沿いの点安全率の分布について具体例をあげて検討を加えることにする。

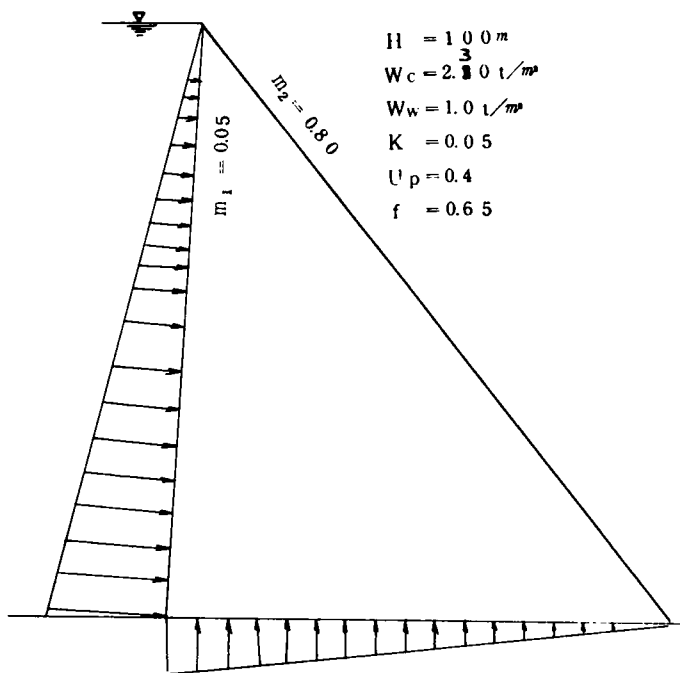
重力ダムの内部応力はダムベース附近の応力集中を無視すれば Levy の解が適用され、直応力、せん断応力とも直線分布していることが知られている。

そこで具体的な例として図 5.1 に示すように

| | |
|--------------|----------------------|
| ダムの高さ | 100 m |
| 下流面勾配 | 1 : 0.8 |
| 上流面勾配 | 1 : 0.05 |
| 静水圧作用深 | 100 m |
| 地震係数 | 0.05 |
| コンクリート単位容積重量 | 2.3 t/m ³ |
| 揚圧力係数 | 0.4 |
| 堆 砂 | なし |

の場合について、内部応力を求め、点安全率の分布を求めると表-5.1 の如くである。尚ここで岩盤の $\tau_0 = 220 \text{ t/m}^2$, $f = 0.65$ とした。

(a) 外荷重条件



(b) ダムベースの応力分布と安全率分布

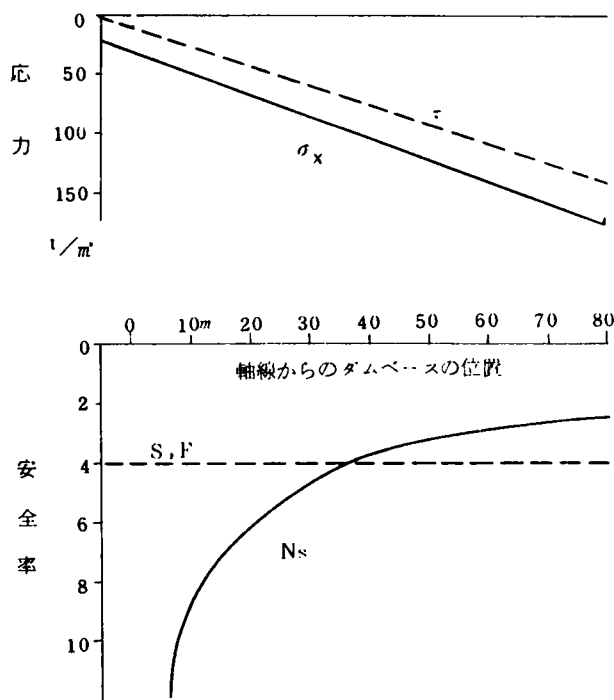


図-5.1 重力ダムのベース沿いのせん断摩擦安全率 S.F.と点安全率 N_s の分布

この N_s の値は図-5.1 (b)に N_s の曲線として図示してあり、この場合の最小点安全率は下流端で 2.40 である。また Henny の式から求めたせん断摩擦安全率は 4.0 で、図-5.1 (b)に S.F. として図示した。

今既設の A・B ダムについて、Henny の式によるダムベース沿いの全体的安全率 S.F.と、下流端における点安全率を求めてみよう。

即ち点安全率 $n = \frac{\tau_0 + f\sigma}{\tau}$ において、上流端で簡単のために $\sigma = 0$, $\tau = 0$ 、下流端で σ , τ が最大とすると

$$V = \frac{1}{2} \ell \sigma \quad \sigma = \frac{2V}{\ell}$$

$$H = \frac{1}{2} \ell \tau \quad \tau = \frac{2H}{\ell}$$

これから下流端の点安全率

$$N_s = \frac{\tau_0 + f \frac{2V}{\ell}}{\frac{2H}{\ell}} = \frac{\tau_0 \ell + fV}{H}$$

を求め表示したのが表-5.2 で、先に求めた計算例を C ダムとして併記した。

この表によれば既設ダムの 2 例では、下流端の点安全率が 2.5 ~ 2.6 となつてをり、計算例の 2.4 より稍大きい程度である。

上述の検討では、すべり破壊面がダムベース沿いに生ずるものと仮定した場合にも、全体的な安全率 4.0 に対して最小点安全率が 60% 程度に低下する部分があることがわかった。

しかし実際のダムでは破壊面はダムベースに生ずるとはかぎらない。従つて重力ダムの基礎の安定を検討するためには、前述した 2 つの問題点の検討に入る必要がある。

表- 5.1 重力ダムベース沿いの応力と点安全率

| y | m | -5 | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
|------------|------------------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| σ_x | t/m ² | 192.5 | 28.31 | 46.43 | 64.54 | 82.66 | 100.77 | 118.89 | 137.00 | 155.12 | 173.23 |
| τ | t/m ² | 2.34 | 10.35 | 26.64 | 42.91 | 58.44 | 74.47 | 90.50 | 106.52 | 122.55 | 138.58 |
| N_s | | 199.36 | 23.03 | 9.39 | 6.17 | 4.68 | 3.82 | 3.28 | 2.90 | 2.62 | 2.40 |

表- 5.2 重力ダムのベース沿いの S.F. と下流端の点安全率

| ダ ム 名 | Aダム | Bダム | Cダム |
|-------------|-------|-------|-------|
| 完 成 年 | 昭 3 2 | 昭 3 5 | |
| 基本三角形高さ | 9 2 | 1 4 9 | 1 0 0 |
| τ_0 | 2 3 0 | 3 5 0 | 2 2 0 |
| f | 0.8 0 | 1. 0 | 0.6 5 |
| N_s (下流端) | 2.5 3 | 2.6 0 | 2.4 0 |
| S.F. | 4.0 3 | 4.0 2 | 4.0 0 |

それ以外時

安全率と一致するが、~~以外~~は大きめの値を示す傾向を有する。

筆者は某重力ダムの基礎の破壊に対する安全率を概略把握するため、石膏模型実験によつて基盤内部応力を求めたことがある。この場合は簡単のために図- 5. 2 に示すように、高さ 100 m、岩盤のせん断強度は $\tau_0 = 2.5$ t/m²、 $f = 1.0$ で表わされるダムに、^{自重}外荷重として 100 m の深

これらの問題点を検討するに当つて先ず問題になることは、破壊面が平面または円礫面にならないときは、すべり面沿いに (5. 1) 式のような面全体の安全率を求めることは困難なことである。このため破壊面全体の安全性を示すものとして、破壊面沿いの点安全率の平均値も計算し、以下の検討に用いることにする。この点安全率の平均値は (5. 1) 式より求めた安全率とは一般には一致しない。点安全率の分布が一様なときは (5. 1) 式の

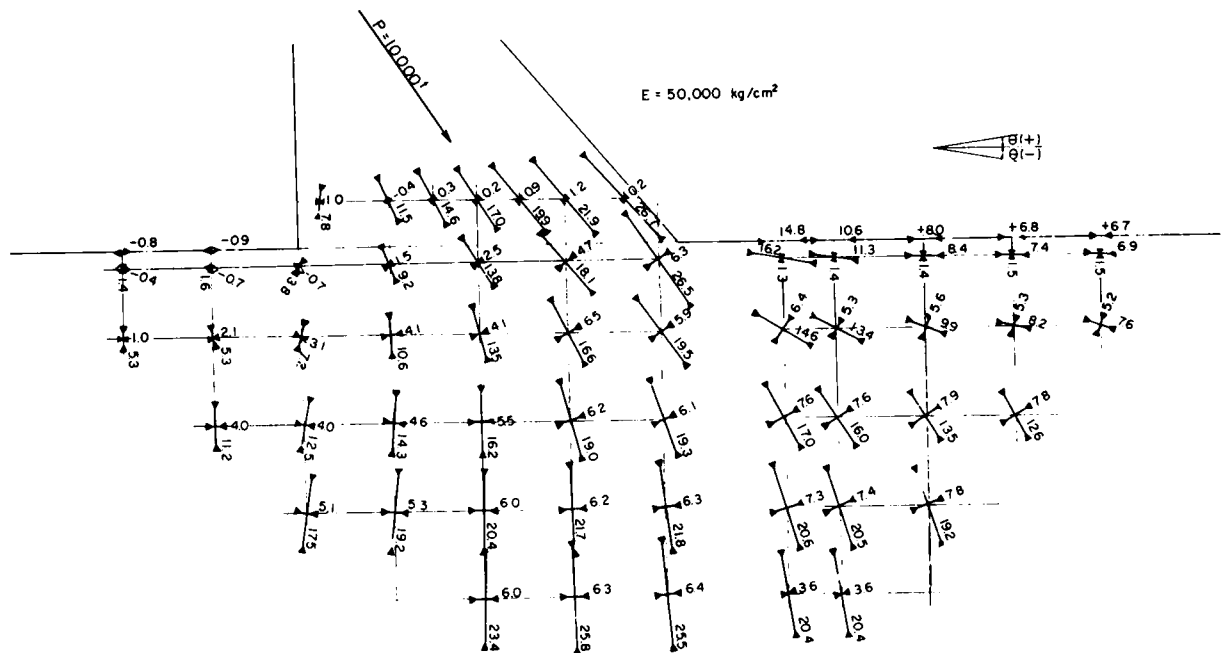
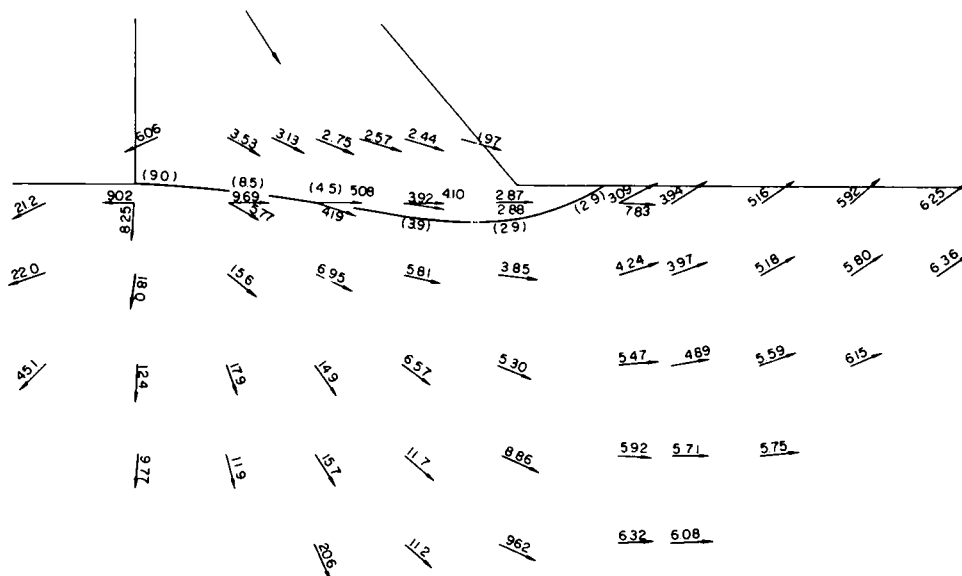


図- 5. 2 (a) 重力ダム基礎岩盤応力分布図



図－5.2(b) 重力ダム基礎岩盤、滑り面および点安全率分布図

さにわたり静水圧荷重のみが作用した時の堤内および岩盤内の応力分布を模型実験により求めた結果と、その結果を用いて第3章に提案した解析法により、点安全率の分布と滑り面の位置を求めた結果を示している。表－5.3は(5.1)式より求めた安全率、点安全率の分布およびその平均値を示している。

これらの結果を考察すると

表－5.3 重力ダムベースの安全率

(1) 滑り面は下流側のダムベースでは下の岩盤の中に入っており、ダムの下流端より少し下流までのびている。
また点安全率の平均値もダムベースより滑り面の方が少し低い。この滑り面の形は岩盤せん断試験で一般に見られる破壊面の形に類似している。

| | |
|-------------------|---------|
| ダムベース沿いの安全率(5.1)式 | 5.7 |
| ダムベース沿いの点安全率の平均値 | 6.1 |
| 滑り面沿いの点安全率 | 2.9～9.0 |
| 滑り面沿いの点安全率の平均値 | 5.3 |

しかし巨視的に見るならば滑り面もダムベースにかなり近い所にあり、安全率もダムベースと滑り面とでは大きな差はないので、(5.1)式をダムベースに適用する従来の方法はこの点については妥当なものであると云い得る。

(2) 重力ダムの基礎は上流側ではかなり高い点安全率を示しているが、下流に行くに従い低い値を示し、下流端近くでは(5.1)式より求めた値の半分程度まで低下している。

以上のように重力ダム基礎のせん断摩擦安全率は、破壊面がダムベース沿いに発生するとした時全体として4.0以上を確保しても、下流端では2.5前後の最小点安全率を示す。また一般には破壊面が基礎の内部を通り、この場合は下流端では点安全率は更に低下することもあると考えられる。

このほかに図－5.1の場合に上流端に σ が残るのが通例で、その時は下流端の σ が小さくなり、この点での点安全率が2.5前後を更に下廻ることも考えられる。さらに実物ダムでは下流端に応力集中を生ずることにより、下流端の点安全率は実際上かなり低下するものと思われる。

以上を総合して、重力ダムでは Henny の安全率 4 の時、下流端では最小点安全率が 2.0 ～ 2.5 になると言える。このことは既に第 3 章第 2 節 3 項で述べた通りである。

第 3 節 軟弱岩盤に対する基礎処理設計

基礎岩盤のせん断強度が低いため、基本三角形のまゝではせん断摩擦抵抗に対する安全率が足りないときの対策としては、

- (1) グラウト等により岩盤の強度の改善をはかること。
- (2) ファレットまたはフーチングをつけ、ダムベースの長さを増すこと。
- (3) 基礎岩盤の中にウェッジを掘り込み、滑り面の長さを増すようにすること。

等が考えられる。このうちグラウト等による基礎改良については、下峯ダムに於て組織的な研究^①が行われた。それによると岩盤の変形性についてはグラウトによりかなり改良し得、特に高圧グラウトは有効であることが明らかとなつたが、岩盤のせん断強度の改善についてははつきりした効果がみられなかつた。更にダムのベース付近では高圧グラウトも困難であるので、現段階ではグラウト等による基礎改良は研究段階にあると云い得る。従つて現在では構造力学的な改良方法である(2)、(3)の方法が主としてとられている。

以降これらの方法について検討を加えることにする。

3.1 ファレットによりせん断摩擦抵抗を増加させる方法に対する検討

ダムの高さが 100 m 以上の時は、かなり良好な岩盤の場合でも基礎岩盤のせん断摩擦抵抗が不足して来る。基礎岩盤のせん断強度が小さい時は、それ以下の高さでもせん断摩擦抵抗が不足し、何らかの対策が必要になつて来る。この場合によく一般に行われている方法は、ダムの上流面にファレットをつけ、ダムのベース巾を増加させる方法である。

一般にこのファレットは 1 : 0.3 ないし、1 : 0.4 の勾配で取付られている。若しこのファレットをよりゆるい勾配で取付られるならば、コンクリートの体積は少くなり有利である筈である。この場合に問題になるのは、

- (1) ファレットをゆるい勾配で取付けた時、ダムの上流側に薄い構造物が付いた形になり、ダムと一体となつて働かなくなる恐れがある。
- (2) ファレットをゆるい勾配で取付けた時、ダムの上流側の勾配とファレットの勾配との差が大きくなり、取付部に応力集中を生じ易くなる。またこの場合には取付点がダムベースに近くなるので、この応力集中がダムベースの応力分布に影響を与え易くなり、このためダムベースでの点安全率の分布に悪影響を与える可能性がある。

等である。このような点からのファレットの合理的な形状と有効性について研究する必要があつた。

筆者がこのような問題について検討する機会を得たのは A ダムに於てであつた。

A ダムは高さ 106 m の重力ダムで、基礎岩盤は片理が発達し、小さな褶曲がかなり存在する黒色片岩から成つている。基礎岩盤のせん断強度は、数多くの現地せん断試験を行つた結果

$$\tau = 15.7 + 0.9 \sigma \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (5.2)$$

であつた。106mの重力ダムでこの強度では、当然のことながら基礎岩盤のせん断摩擦抵抗は
かなり不足し、凡そ40mのフイレットをつける必要が生じて来る。この場合に従来のように、
1:0.3ないし1:0.4の勾配のフイレットを付けようとすれば、ダムの天端からつけなければ
ならず、フイレットというよりはむしろ上流面勾配1:0.4、下流面勾配1:0.8の重力ダムと
なつて来る。

このため上下流面勾配を共に1:0.65程度にとつた、中空重力ダムとして設計することも検
討されたが、洪水量および洪水の頻度が多いため、工事中にもかなりの洪水を受ける可能性が強
いので、重力ダムにフイレットを付ける形状を基本として、フイレットのコンクリート量を減ら
す方向で検討を進めることになつた。

予備的な検討として、図-5.3に示すような3つの形状について光弾性実験を行つた。この実
験ではダム本体と基礎岩盤の弾性係数は同一であるとして、ダムベースの長さ120mを一定に

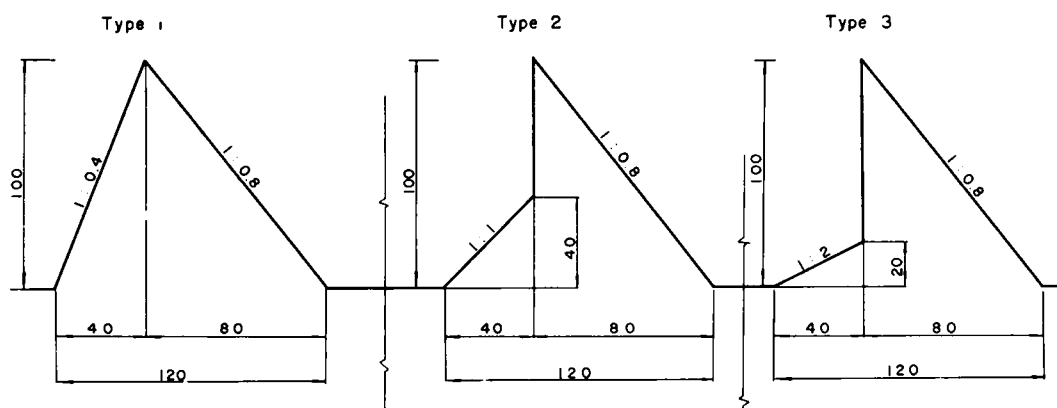


図-5.3 フイレット光弾性模型実験形状図

し、フイレットの勾配を変えて実験を行い、ダムベースでの応力分布と点安全率の分布を求め、
これからフイレットの有効性と、どの程度まで緩勾配にし得るかについて検討を行つた。図-
5.4は鉛直応力分布、図-5.5はせん断応力分布を示している。また図-5.6はダムベースの点
安全率の分布を示している。

これらによるとフイレットの勾配が1:0.4および1:1の時は応力分布はよいが、1:2の
ときはフイレット取付部での応力集中がダムベースまで影響を与えており、このためベースの応力
分布もかなり不規則になつている。またフイレットの尖端近くまではせん断応力が伝つていなく、
1:2程度の勾配になるとフイレットは充分有効にきいているとは云い難い。これに反し、フイ
レットの勾配が1:0.4および1:1の時は、フイレットの尖端まで充分応力が伝つており、普
通の重力ダムとは逆に中央部で点安全率が最も高く、上流端では中央部より低い値を示している。
このことはフイレットの尖端まで一体として働き、フイレットは充分有効に働いていると云い得
る。

この場合にも最小の点安全率は下流端附近に生じているが、下流端附近のせん断応力はフイレ

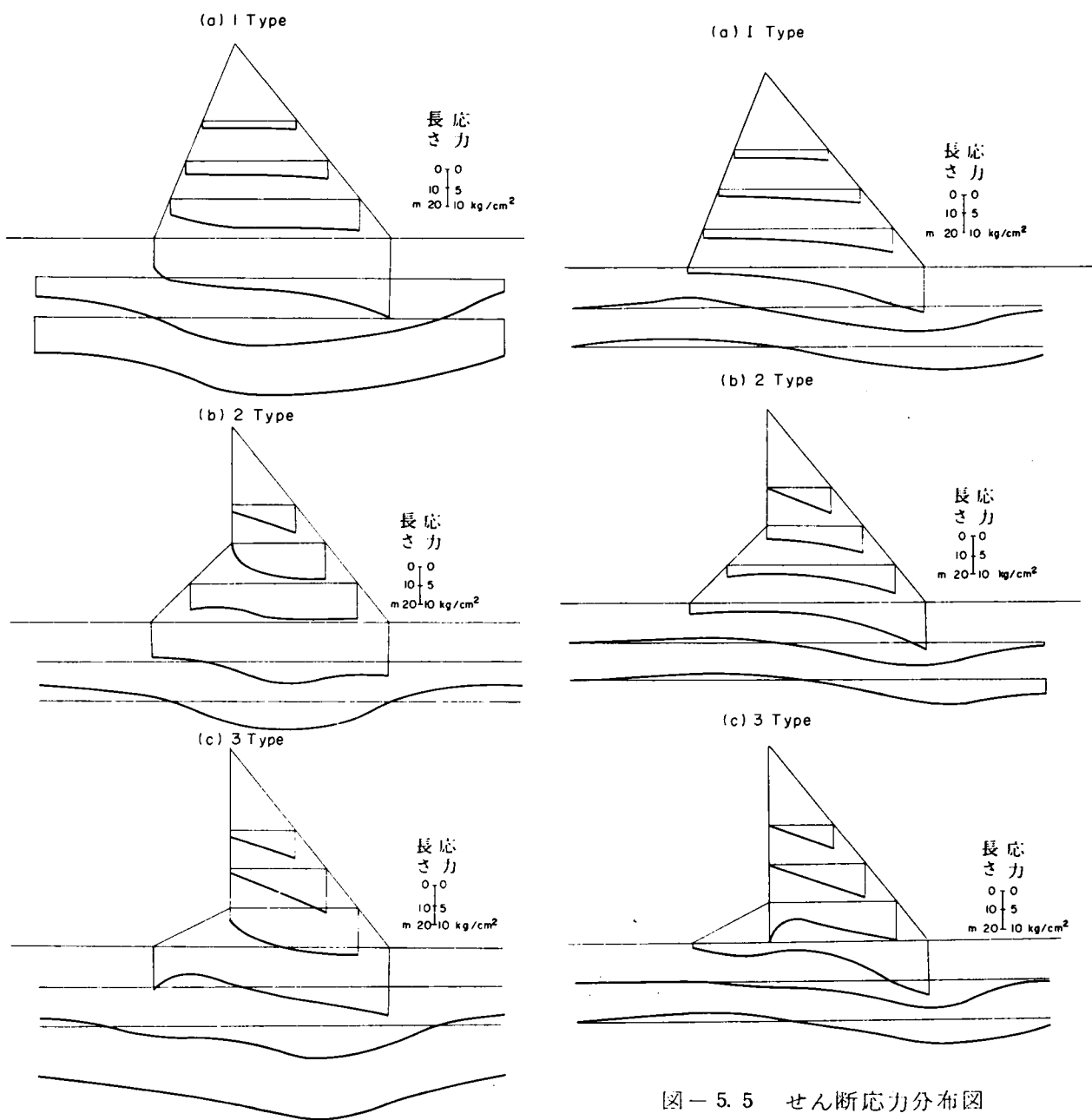


図- 5. 4 鉛直応力分布図

図- 5. 5 せん断応力分布図

ットの勾配が 1 : 1 のときが概ね最も小さく、このため最小の点安全率はフィレットの勾配が 1 : 1 のときに高く、1 : 2 のとき低い。

以上の検討からフィレットの勾配は 1 : 1 まではし得るとの結論に達し、更に詳細な検討を行うために、フィレットの勾配が 1 : 1 の場合について、コンクリートと岩盤の弾性係数の比を現地の状況に合わせて石膏模型実験を行った。その結果得られた応力分布および第 3 章で提案した方法による点安全率の分布、滑り面の位置は図- 5. 7 に示している。表- 5. 4 は (5. 1) 式より求めた安全率、点安全率の分布および平均値を示している。

これらの結果を観察するに、1 : 1 の勾配のフィレットをつけたダム of 応力分布は極めて良好

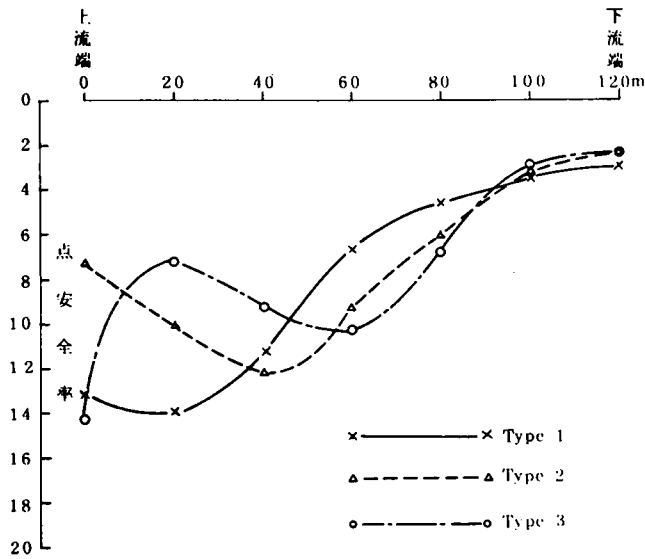


図-5.6 ダム基礎の点安全率分布

表-5.4 Aダムせん断摩擦安全率

| | |
|-----------------------|---------|
| ダムベース沿いの安全率 (5.1)式 | 4.4 |
| ダムベース沿いの点安全率 の平均値 | 5.6 |
| 滑り面沿いの点安全率 | 6.0~2.4 |
| 滑り面沿いの点安全率の 平均値 | 4.1 |

で、点安全率の分布もフイレットを付けないときよりも均等化していることが明らかになった。

以上の研究結果を要約すると

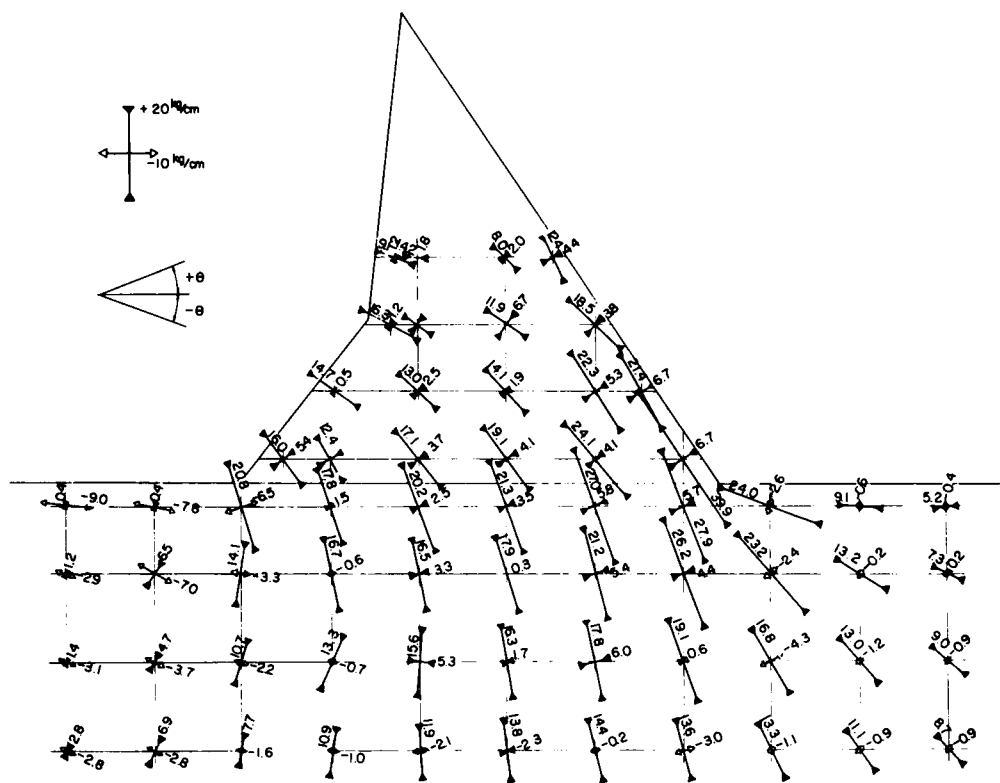


図-5.7 (a) Aダム基礎岩盤応力分布図

- (1) 岩盤のせん断摩擦抵抗が不足してダムの上流側にフイレットを付ける場合に、フイレットの勾配は1:1程度までは可能であり、ダムベースの応力分布はかなり改善される。
- (2) フイレットを付した場合のダムベースおよび基礎岩盤内の点安全率の分布は、普通の重力ダムの場合よりも均等化される。

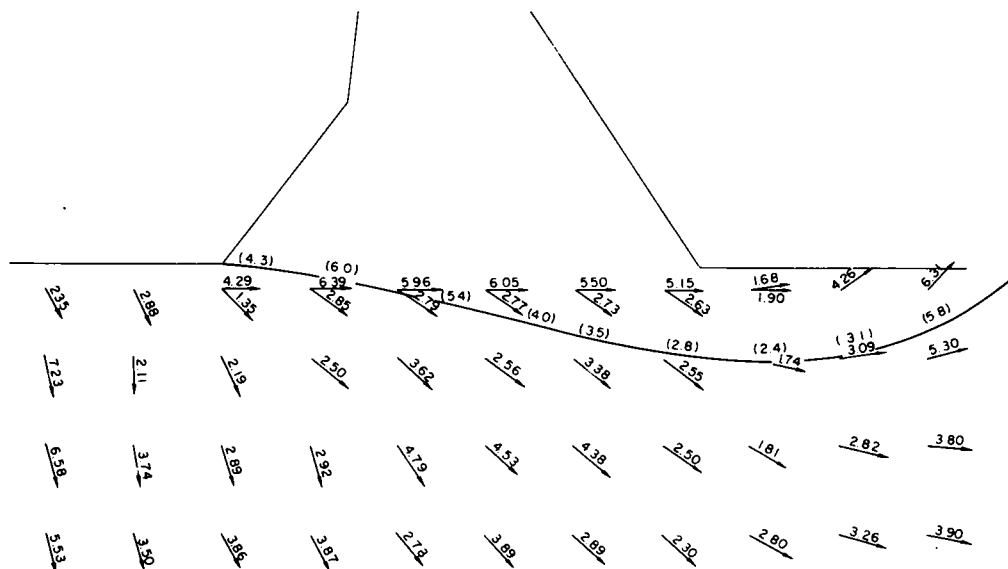


図- 5. 7 (b) Aダム滑り面および点安全率分布図

3.2 滑り面を基礎岩盤内に深く下げることによりせん断摩擦抵抗を増加させる方法に対する検討

基礎岩盤のせん断摩擦抵抗が少ないときに、ファイレットを付しダムベースの長さを増すことは極めて有効であることは前項に述べた。しかし、表土が厚い場合にはダムベースの長さを増すことは、掘削量が大きく増加し不経済になることがある。この場合にダムの下にウェッジ等を掘り下げ、滑り面の位置を下にさげて滑り面の長さを大きくすることにより、せん断摩擦抵抗を大きくする方法が考えられて来る。

筆者がこの種の問題に当面したのはCダムにおいてであつた。

Cダムは高さ50mの重力ダムで、基礎岩盤は輝緑凝灰岩から成っている。この左岸側は風化が著しく、河床とほとんど同じ標高まで、重力ダムの基礎としては使い難いような岩盤であつた。この地点の地質を分類したものは図- 5. 8 に示している。このうちA・B級岩盤は50m程度の重力ダムの基礎としては充分良好であり、D級岩盤では重力ダムの基礎として使用するのは無理と考えられた。C級岩盤は50m程度の重力ダムの基礎としてはかなり問題があり、充分検討の必要があると考えられた。

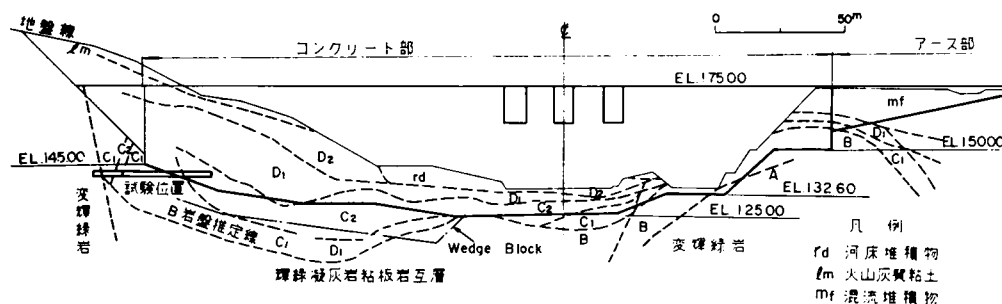


図- 5. 8 Cダム地質図

河床部は僅かな堀削でB級岩盤に着岩し得るが、左岸側では河床と同一標高まで堀削してもC級岩盤に取り付けられる程度で、B級岩盤に取りつけることは極めて不経済であると考えられた。そこでC級岩盤に現地せん断試験を行つた所

$$\tau = 5.0 + 0.58\sigma \quad (\text{kg/cm}^2) \dots\dots\dots (5.3)$$

であつた。このため50mの重力ダムの基礎岩盤としてはせん断摩擦抵抗が明らかに不足し、何らかの対策を講ずる必要が生じた。

この場合に先づ考えられる方法としては、ファイレット又はフーチングによりダムベースの長さを大きくとる方法がある。しかしダムベースの長さを大きくすることは、図-5.8の地質図からも明らかなように、堀削が増加して極めて不利になる。このため可能な限りベースの長さを大きくすると共に、更にせん断摩擦抵抗の不足する分に対しては、特殊な設計をして基盤のせん断摩擦抵抗を増加させる必要が生じた。この場合に考えられる方法としては、

(1) 上流面を深く堀り込み滑り面を下流上りにし、ダムに作用する合力と滑り面との交角を出来るだけ大きくし、滑り面に働く垂直力を大きくし、せん断力を小さくすることによりせん断摩擦抵抗を大きくする方法

(2) 下流端を楔状に堀り込み、この楔によりダムからの力を下流側に伝え、滑り面を下流側に伸ばし、これによりせん断摩擦抵抗を増加させる方法

が考えられた。(1)は一般によく行われる方法であるが、上流の堀込みより前面にカーテングラウトを行うことは効果に疑問があり、従つて堀込みの前面に大きな揚圧力が生ずる可能性があり、結果として外荷重を増加させる危険性があり、このダムの場合には計算によると、20m以上の堀込みが必要となりかなり困難であると考えられた。

(2)は一般にはあまりとられていない方法であるが、このダムの場合堤趾より下流側の岩盤はダムの基礎と同程度の岩盤であり、更に上に表土が厚くかぶさっているので、岩盤を押えつける力が働くので有利な方法と考えられた。尚計算によると下流側の楔の深さは12mでよいことになった。そこで(2)の案を本命案として図-5.9に示す4つのタイプに対して石膏模型実験を行つた。

I Type, 上下流に楔を設けない案

II Type, 上流に深さ12mの楔を設ける案

(1)の方法に対応するものである。

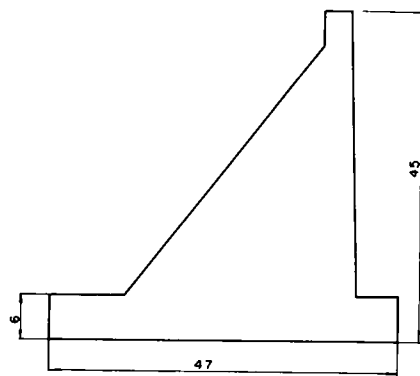
III Type, 下流に深さ12mの楔を設ける案

(2)の方法に対応するものである。

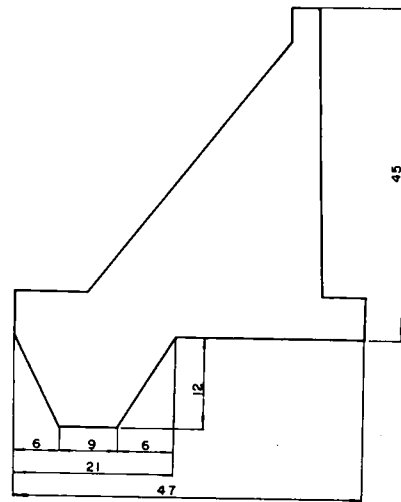
IV Type, 下流に深さ8mの楔を設ける案

(2)の方法に対応するものである。

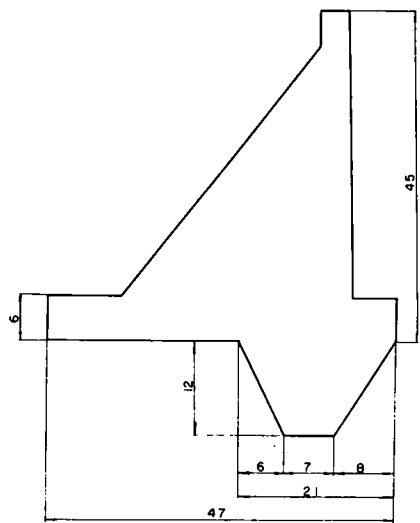
これらの実験により得られた岩盤内の応力分布を示せば図-5.10の如くである。この実験結果にもとづき、楔の上流側および楔の底面はコンクリートの岩盤との接触面で滑りが生じ、楔の下流側では円弧型の滑りが生ずると仮定して、各部分の安全率を求めたものは表-5.5に示されている。また更にこの実験結果に第3章に述べた方法を適用して、滑り面の位置と点安全率の分布



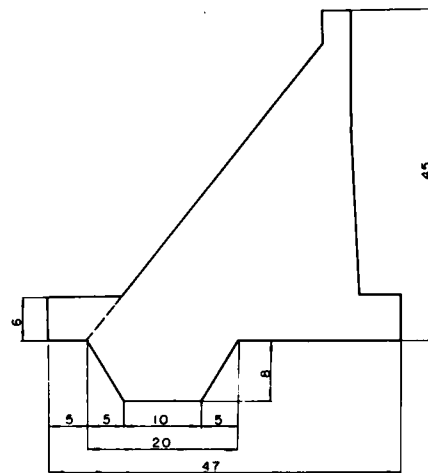
(a) I Type



(c) III Type



(b) II Type

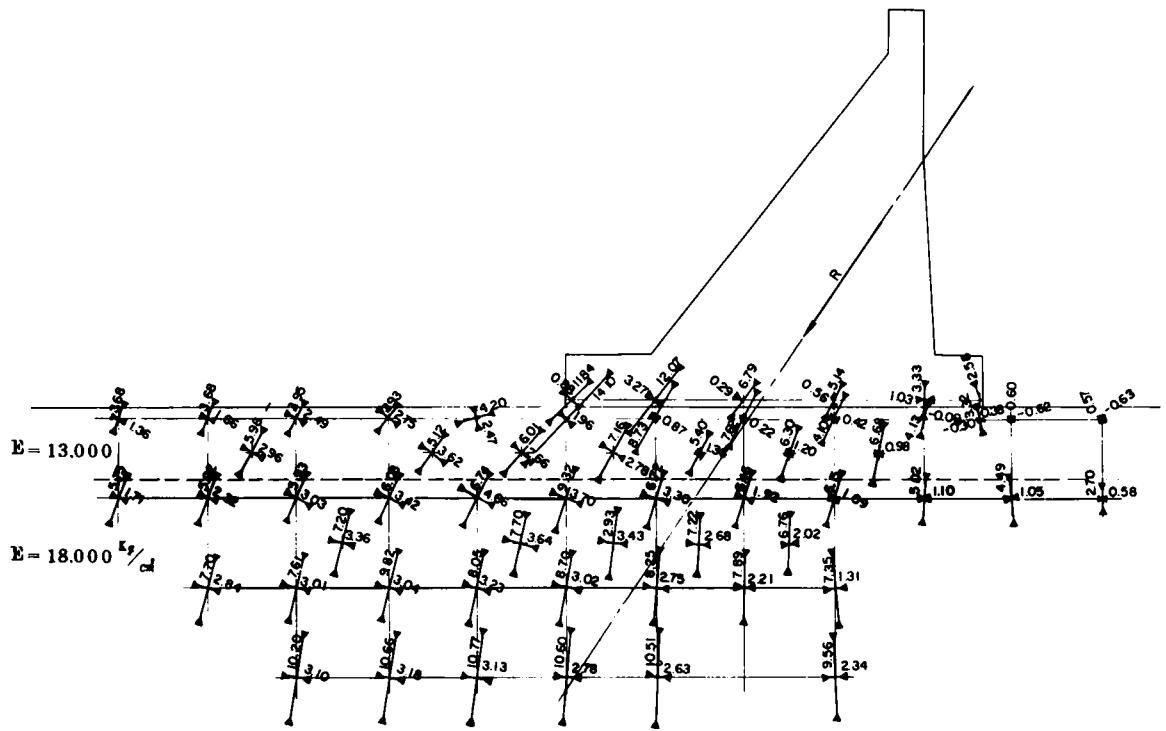


(d) IV Type

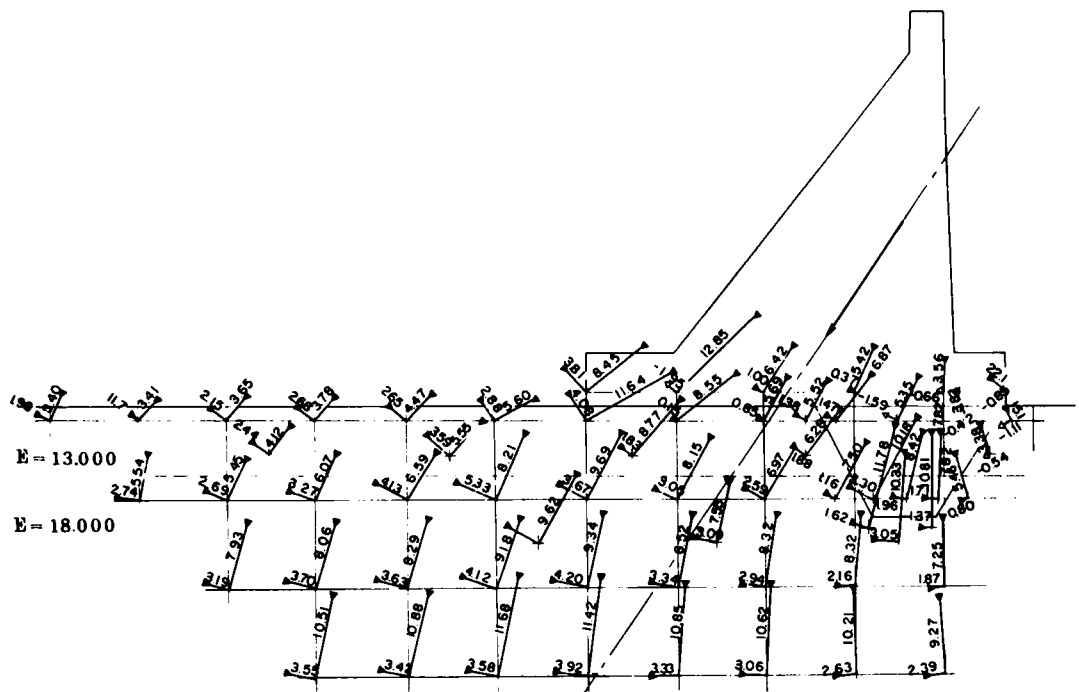
図-5.9 Cダム形状図

表-5.5 Cダムせん断摩擦抵抗安全率

| | I Type | II Type | III Type | IV Type |
|----------------------------------|---------|---------|----------|----------|
| (5.1)式による安全率 (ダムベース) | 3.3 | 7.7 | 7.7 | 7.3 |
| 円より 掘る 滑り 安全 率に 率 | | | | |
| 楔より上流側の安全率 | | | 8.9 | 8.0 |
| 楔の底面での安全率 | | 10.8 | 14.7 | 7.1 |
| 楔より下流側の安全率 | | 4.0 | 6.6 | 5.4 |
| 上記の平均の安全率 | | 5.3 | 7.8 | 6.0 |
| 滑り面の点安全率 | 2.0~5.5 | 2.5~4.8 | 3.7~9.8 | 2.7~10.8 |
| 滑り面の平均点安全率 | 3.2 | 3.9 | 6.0 | 5.0 |
| ダムベースでの平均点安全率 | 4.1 | | | |

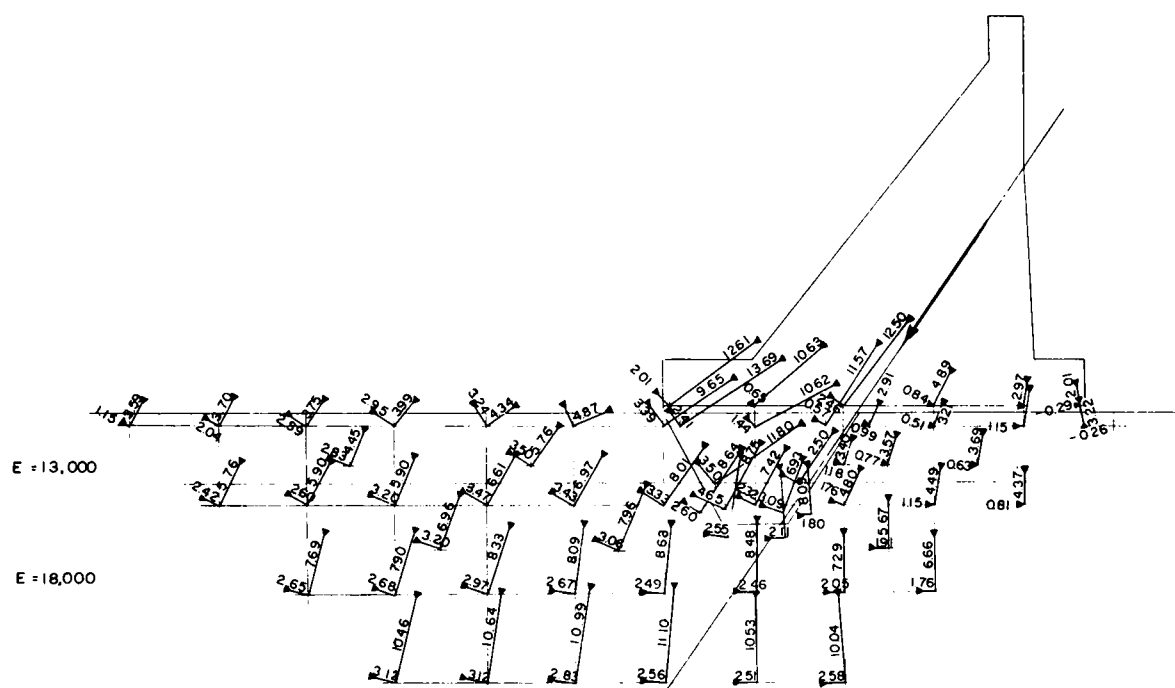


(a) I Type

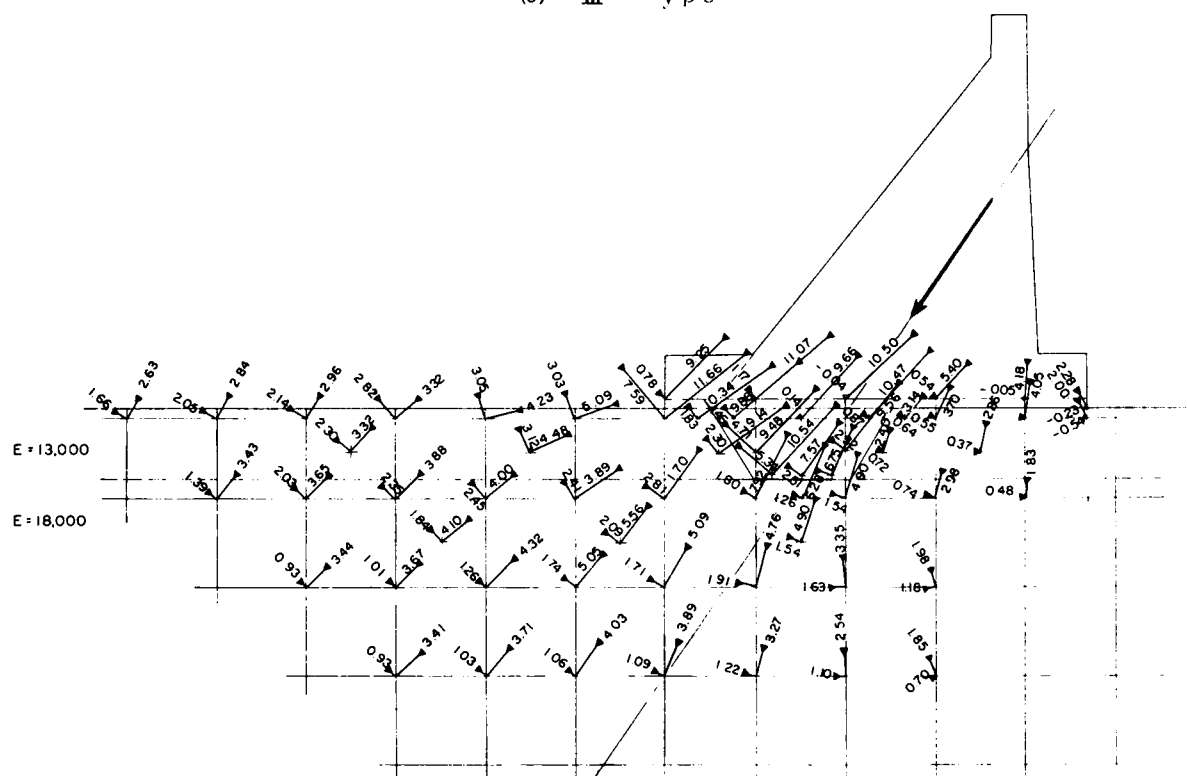


(b) II Type

図-5.10 Cダム応力分布図



(c) III Type



(d) IV Type

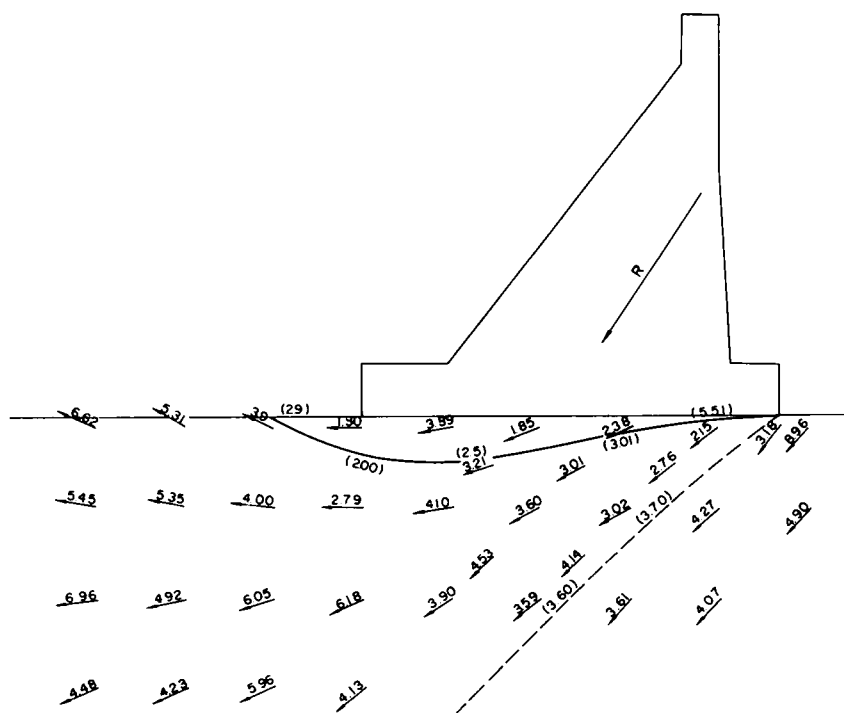
図- 5.10 Oダム応力分布図

を求めた結果は図-5.11に、滑り面沿いの点安全率の範囲と平均の点安全率は表-5.5に示されている。

これらの研究結果により

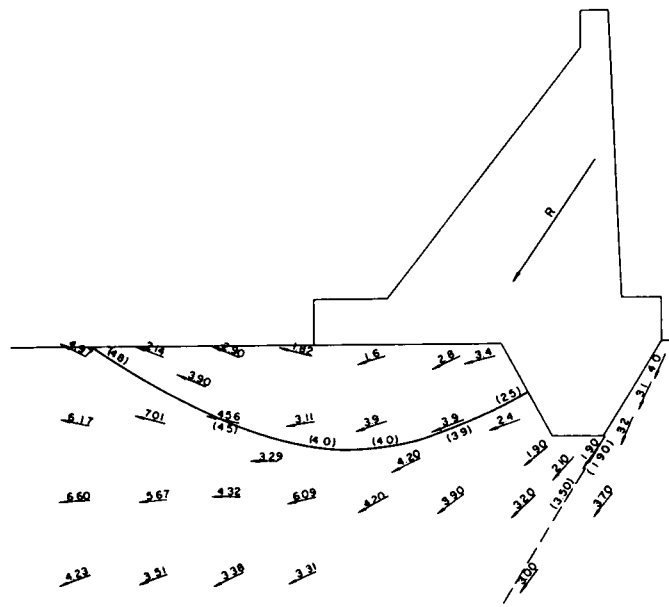
- (1) 上流側の楔は岩盤のせん断摩擦抵抗を増す上ではあまり有効ではなく、下流側の楔は極めて有効である。
- (2) 滑り面は予想された通り楔の下側に押し下げられ、下流側に楔を設けた場合は特に滑り面の伸びは著しい。
- (3) これらの実験では揚圧力が加味されていないので、実際には表-5.5の値より1割程度低下する可能性がある。これからⅣ Typeが最も経済的で、且つ規定の安全性を保持し得る。との結論に達した。

尚、この様な方法は下流側の岩盤に力を伝えるのであるから、下流側の岩盤がその力に抵抗し得るときに利用し得る方法で、軟弱岩盤の対策の一つとして興味ある方法であると云い得る。

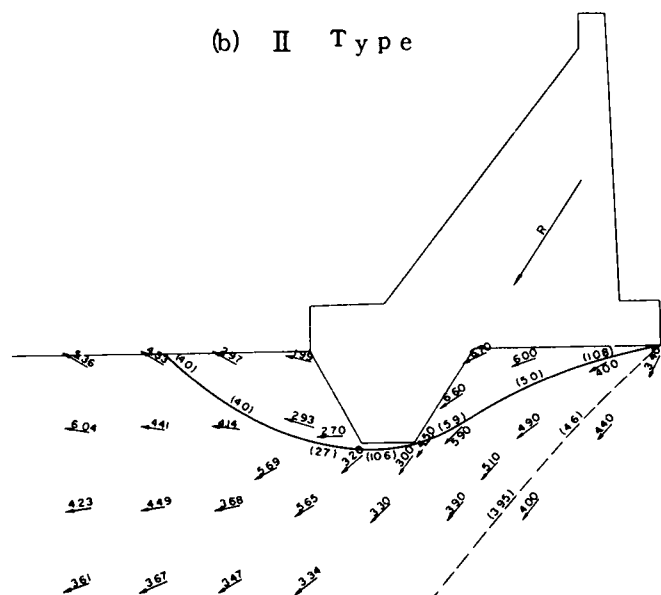


(a) I Type

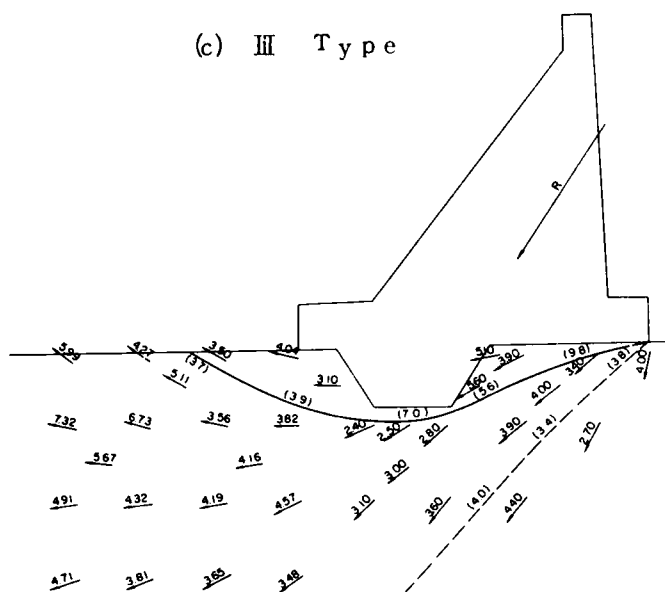
図-5.11 Cダムすべり面および点安全率分布図



(b) II Type



(c) III Type



(d) IV Type

図-5.11 Cダムすべり面および点安全率分布図

第 4 節 断 層 置 換

ダム基礎に断層がある場合に、断層をどのように処理すべきかについては古くからの問題であつた。ダム基礎にある断層としては大別して

- (1) 堤軸に直角な方向に走る断層がある場合
- (2) 堤軸に平行な方向に走る断層がある場合
- (3) 堤軸に斜交する方向に走る断層がある場合

が考えられる。このうち(3)は(1)、(2)の組合せで考えればよいのでこゝでは取り上げないことにする。

(1)についてまず問題になるのは止水の問題である。これについては一般に断層の透水係数に応じて、ダムの上流端で楔状に適当な深さまでコンクリートで置換え、その下にカーテングラウトを施工するのが一般である。次に問題になるのが断層の存在による岩盤のせん断摩擦抵抗の低下である。一般にとられる方法としては、断層部を掘り込みコンクリートに置換え、コンクリートと岩盤の接触面を増加させることにより、せん断摩擦抵抗を増加させることが行われているが、断層の規模が大きく掘り込みも深くなる場合には、前節に述べた方法も併用される。

(2)については問題が少し異つて来る。この問題について最初に解析的な研究を行つたのは Shasta Dam においてで、ここで行われた研究の概要を述べると、図-5.12 に示すようにダムの基礎に断層がある場合に、断層に対し何ら処理を行なわずにダム本体を打設した場合に、断層部分に他の堅岩の部分よりも大きな変形を生ずる。

このためにダム本体に応力集中が生ずる。これを避けるために断層部分を掘り込み、コンクリートを打設し、これにより断層部分の変形が堅岩部分の変形とほぼ等しくなるように置換の深さを求めている。Shasta Dam の場合には断層部分の弾性係数を堅岩の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{5}$ として計算しており、米国開拓局ではこの解析方法を使つてダムの高さ、断層の巾が種々の値をとつた時の置換の深さを

$$(1) \quad H \geq 150 \text{ ft}$$

$$d = 0.002 H b + 5 \quad (\text{ft})$$

$$(2) \quad H < 150 \text{ ft}$$

$$d = 0.3 b + 5 \quad (\text{ft})$$

で与えている⁽²⁾

この種の問題については建設省のダムでは大野ダム、横山ダム、湯田ダムで取扱つている。大野ダム、横山ダムで

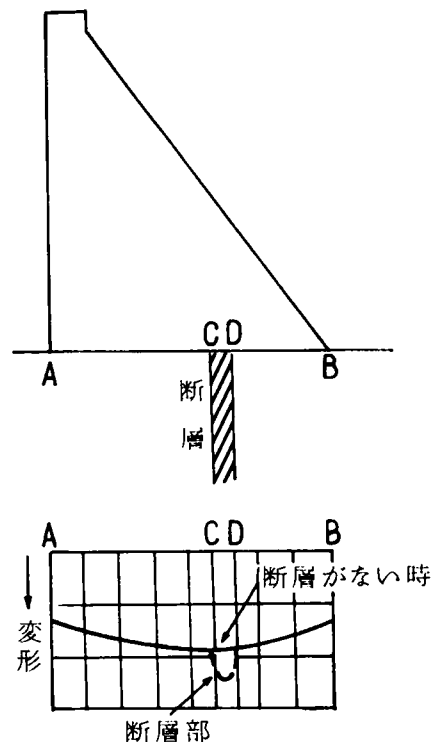


図-5.12 断層による変形の増加

は堅岩と軟弱層の弾性係数を測定し、Shasta Damの研究の元の式にかえつて計算してプラグの深さを求めている。また湯田ダムではプラグに作用する反力を計算によつて求め、堅岩とプラグの接触部に作用するせん断応力が、岩盤のせん断強さに対し充分安全になることを条件に追加して、プラグの深さを決めている。

これらの研究はいづれもプラグを梁として扱っている。しかし実際にはプラグとダム本体は一体として働くように、との考えに立つて施工されることが多く、ダム本体の剛性は極めて大きいので、これらの研究結果より求めたプラグの深さより小さくても、基礎岩盤の変形は一様化されると考えられる。従つてプラグのみで基礎岩盤の変形が断層の影響を受けないようにすることは、断層の存在がダム本体の応力に影響を与えないようにとの考えに立つていと云い得る。一般に基礎岩盤の変形が一様でない場合に重力ダム、中空重力ダム等の静定構造物では、局部応力の形で影響を与えるのみである。従つて断層に応力が比較的小さい部分がのるときは、応力が許容値内にはいる程度に置換えればよいという考え方もとり得る。また更にはダム本体を補強するならば、プラグの深さは更に小さくすることも可能であろう。事実C. Semenza はアーチダムのサドルを提唱した際に、サドルの効果の一つとしてサドルが断層をまたぐ際に橋の作用をするので、断層を特に深く置換えせず、サドルを鉄筋で補強するだけでよいという考え方を述べているが、この考えは極めて興味深いものである。

従来の考え方に対し、異つた考え方が成立ち得るとしたならば、我々は別の観点から断層置換について再検討を加える必要が生じて来る。前述した二つの考え方はいづれもダム本体の安全性に着目した考え方である。しかしこれまでにダムが破壊した例のほとんどの原因が、基礎岩盤の欠陥によることを考えるならば、これらの問題をダム本体が安全なようにという観点からだけでなく、基礎岩盤が安全なようにとの観点から見直す必要が生じて来る。

重力ダムではダムの高さが高くなると、基礎岩盤のせん断摩擦抵抗に対する安全性にもとずいて、ダムの形状が決められるのが普通である。ダムの底面内の基礎岩盤に断層があるときは、その部分のせん断強度が小さいので、一様な堅岩と同じようなせん断摩擦抵抗を示すようなプラグを設けるか、ダムの底巾を拡大しなければならない。更に基礎岩盤内に断層が存在するために、図-5.2(b)および図-5.7(b)に示したようなすべり面以外の、すべり易い面が生ずる可能性が生じ、基礎岩盤の安全性が著しく低下してくる場合も考えられる。断層置換についてはこのような観点から検討を加え、ダム本体への影響については可能な限りダム本体の補強で補う、という考え方で設計を進めるべきであると考えられる。

この問題については前々から検討の必要性を痛感していたが、Dダムの設計に当つて実験的に研究に着手する機会を得た。

4.1 断層置換に関する実験的研究

Dダムは高さ110mの重力ダムで、基礎岩盤は砂岩および粘板岩から成っている。堤軸に平行する方向に約60°の上流落の勾配で幅10～15mの断層が存在している。この断層は河床部

で下流からダム底の約 $\frac{1}{3}$ の所に位置し、両岸とも標高が上るにつれて、ダムの下流端からダムの下流にぬけている。この断層は規模も大きいのでその処理方法について実験的に検討を加えることになった。

実験の対象とした模型は ダム底巾は約80m、断層巾15mで

(1) 断層の上流端がダムの下流端と一致している場合

(a) 断層置換を行わない場合 — Type I-1

(b) 深さ20m まで置換を行なった場合 — Type I-2

(c) 深さ40m まで置換を行なった場合 — Type I-3

(2) 断層の上流端がダムの下流端から底幅の $\frac{1}{3}$ の距離の点と一致している場合

(a) 断層置換を行わない場合 — Type II-1

(b) 深さ20m まで置換を行なった場合 — Type II-2

(c) 深さ40m まで置換を行なった場合 — Type II-3

の6つの場合について実験を行なった。模型は石膏で作製し、断層部はゴムを用いた。ダム本体、岩盤、断層部の弾性係数は夫々150,000Kg/cm², 25,000Kg/cm², 600Kg/cm²であつた。ダム本体と岩盤の弾性係数の比は実際の状況とほぼ一致している。断層の弾性係数に関しては、極端に低い値をとりすぎた傾向があると考えられるが、断層の影響を大きく浮び上がらせるには好都合であると考えられた。

これらの模型実験から得られた応力分布を示せば図-5.13の如くである。これらの応力分布を観察すると

(1) Type I-1 については

(a) 岩盤内の主応力の方向は一般の重力ダムの基礎岩盤内とは著しく異つており、特に断層の上流側では第一主応力は一般には断層に直交した方向に向くが、この場合にはほぼ平行に向いてくる。

(b) このため、断層より下流側にはほとんど力が伝えられていない。

(c) ダムの上流端附近の岩盤には大きな水平引張応力が生じている。

(2) Type I-2 については

(a) プラグの影響がはつきり現れ、プラグした深さまでは断層の上流側でも、第一主応力は断層に直交した方向に向つている。

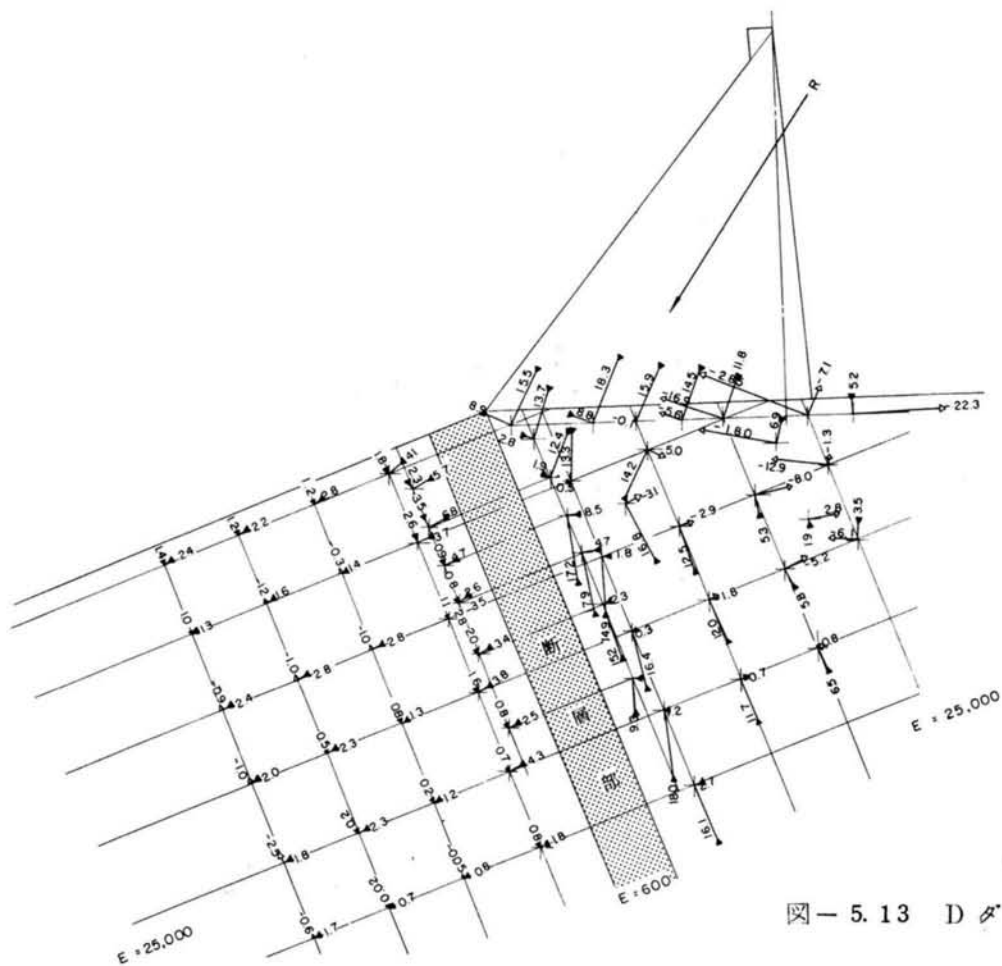
(b) このため、断層より下流側にもプラグした深さまではかなりの力が伝えられている。

(c) ダムの上流端附近の岩盤に生ずる引張応力は、かなり小さくなりType I-1の $\frac{1}{3}$ 程度になつている。

(3) Type I-3 については

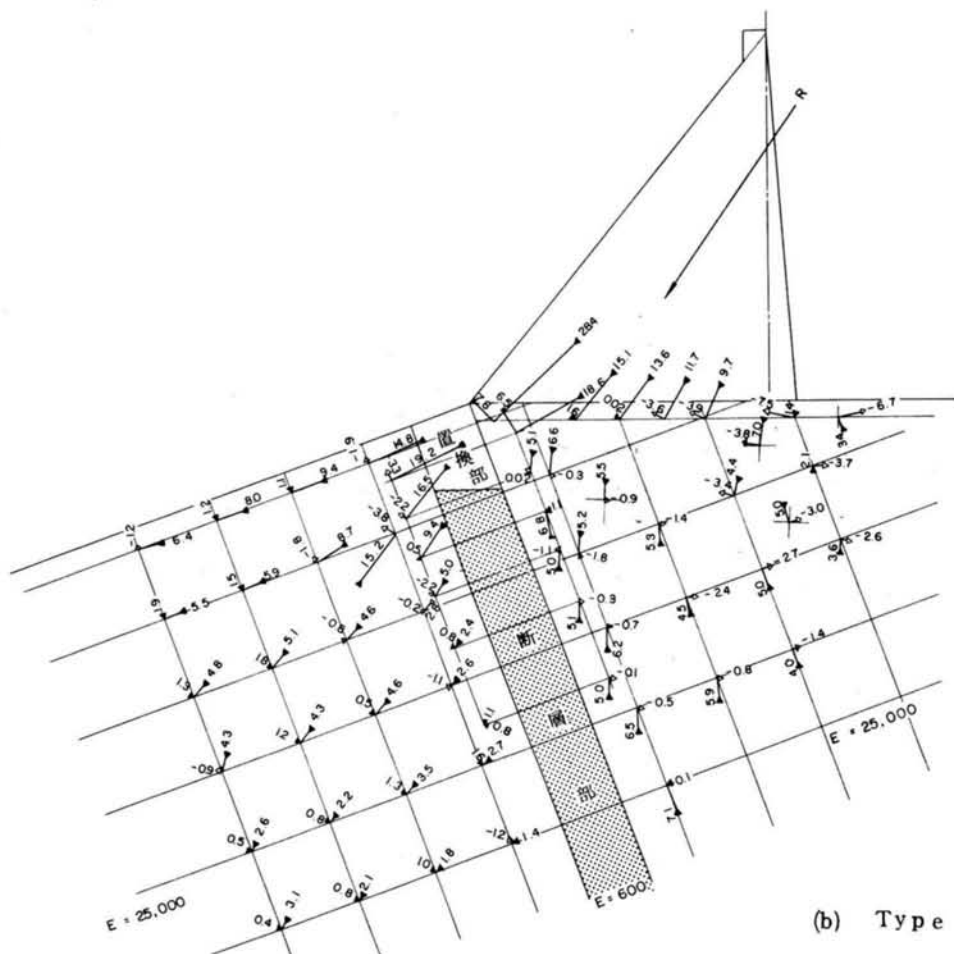
(a) Type I-2と同様にプラグの深さまでは第一主応力の方向は改善されており、プラグが深いため断層がない場合の主応力の方向と大差なくなつている。

(b) このためダムの下流側にも充分力が伝達されている。

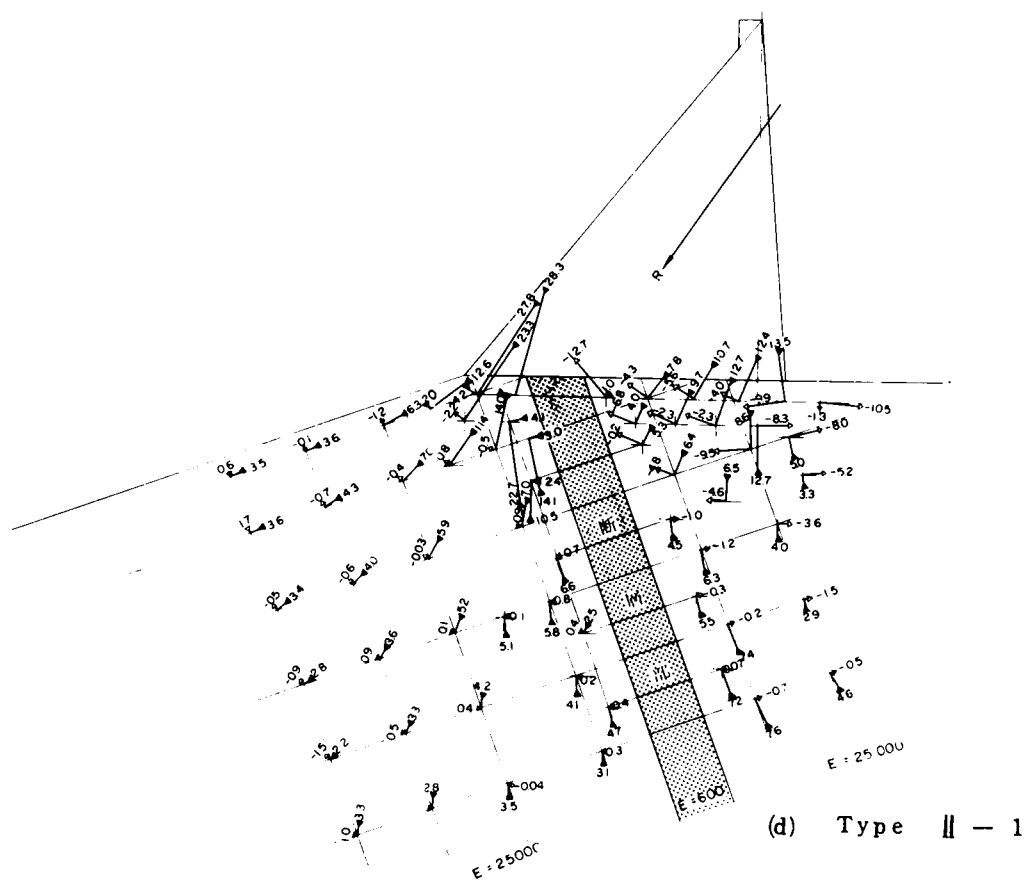
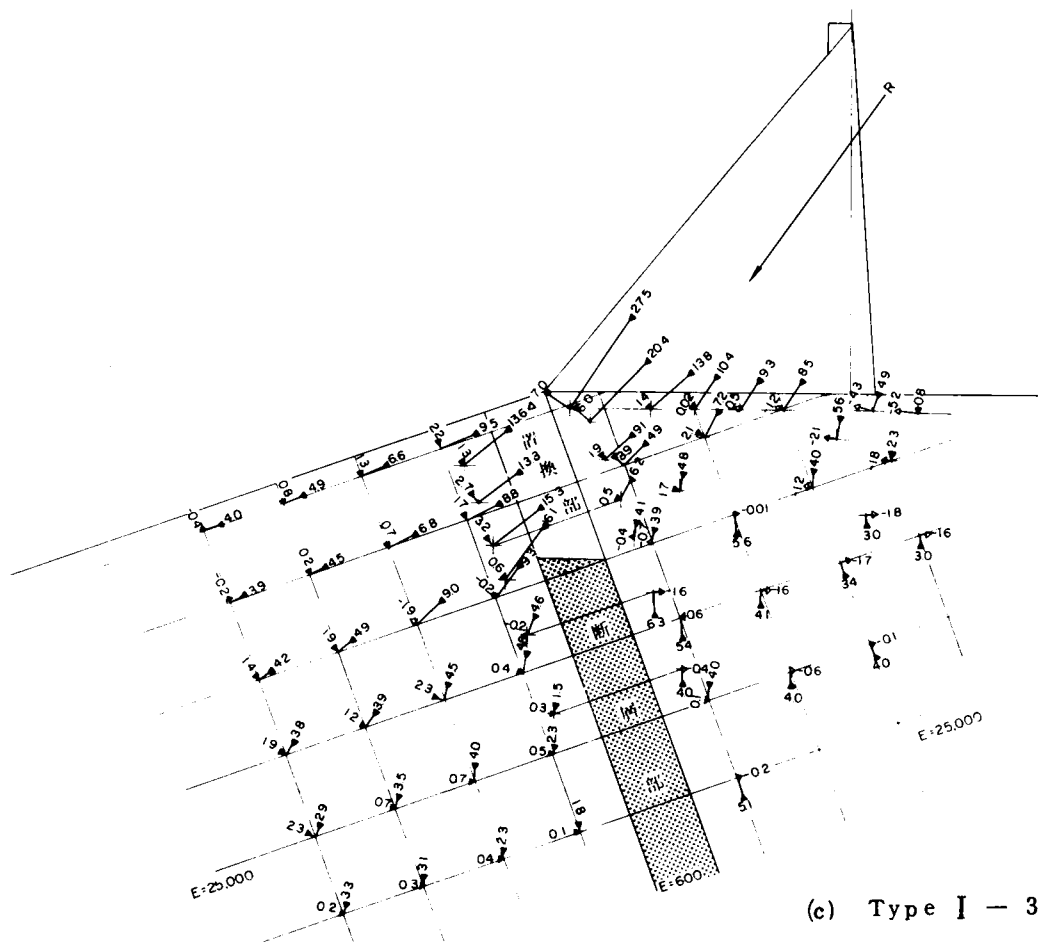


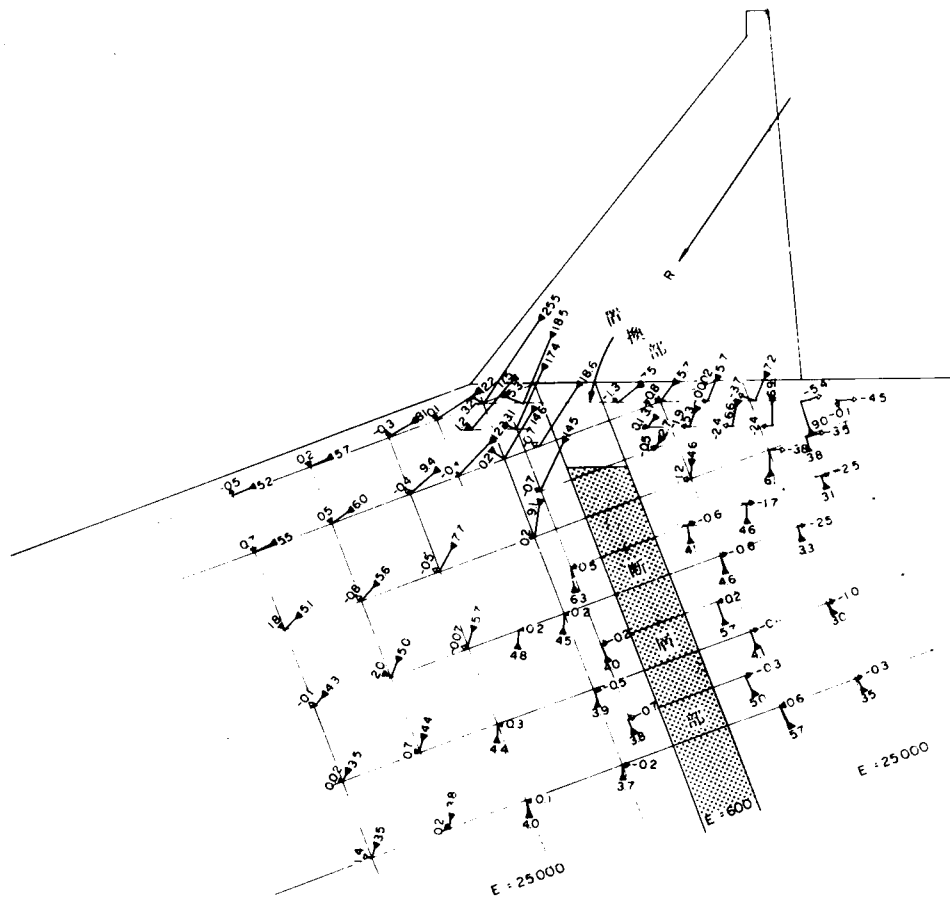
(a) Type I-1

図-5.13 D 型 Δ 応力分布図

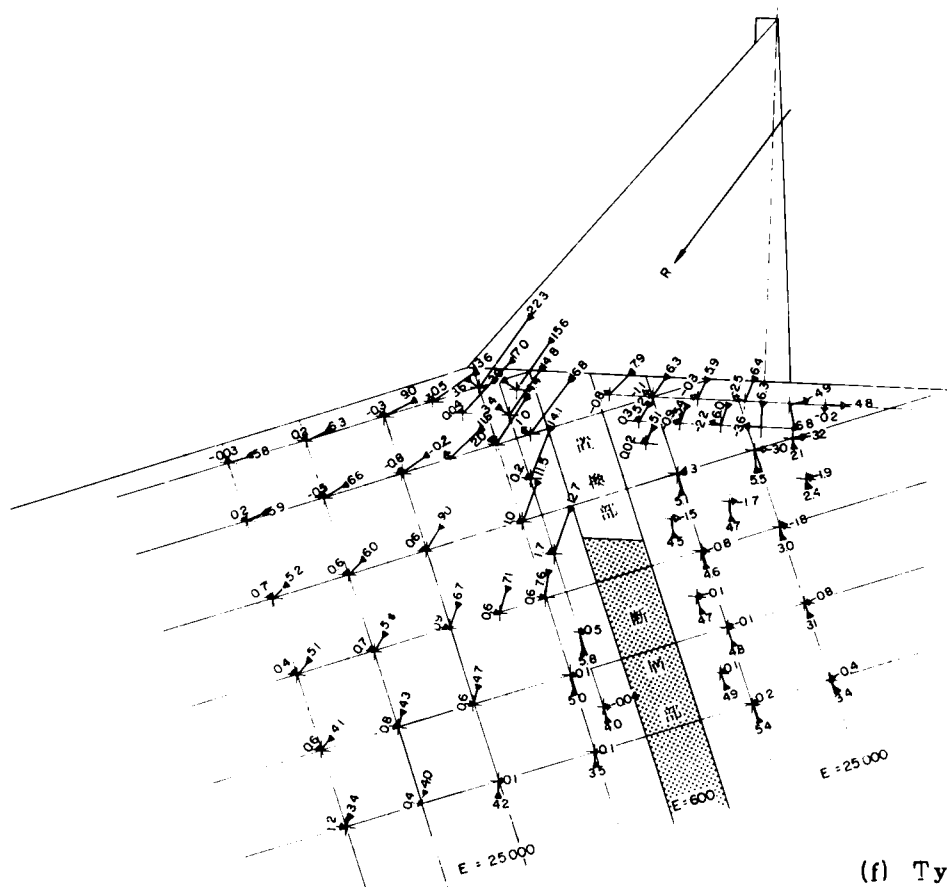


(b) Type I-2





(e) Type II-2



(f) Type II-3

(c) ダムの上流端附近の岩盤に生ずる引張応力も小さくなっている。

(4) Type II-1 については

(a) ダムの下流端附近が断層より下流側の岩盤にのつているため、この部分を通して力が下流側の岩盤に伝えられており、断層が下流端にある場合よりも応力分布は良好で、Type I の 1 部がプラグされた状態に近い応力分布を示している。

(b) しかし断層より上流側の堤底に近い所では応力の乱れが観察される。

(c) ダムの上流端附近の岩盤に生ずる引張応力は Type I-1 よりはかなり小さいが、Type I-2 より少し大きい。

(5) Type II-2 については主応力の方向、応力分布とも良好でダムの上流端附近に生ずる引張応力も充分小さくなっている。

(6) Type II-3 については応力分布、主応力の方向とも Type II-2 と大差ない。

以上の観察から

(1) 断層の影響は

(a) 断層の上流側では断層近くの第一主応力が断層にほぼ平行な方向に向けられること。

(b) ダムの上流端附近の岩盤内に^{ほぼ}水平方向に引張応力が発生すること。

(c) 下流側の岩盤に伝達される力が小さいこと。

の形で現れている。

(2) 断層の位置が上流に移るにつれ、断層がない場合の第一主応力の方向と断層の方向との差が少なくなるため、(a)についてはその影響が少なくなり、(b)については引張応力が小さくなり、(c)についてはダムの下流部の一部が断層の下流側の岩盤にのるので、伝達される力が大きくなる。このため断層がダムの下流端にあるときその影響は最も著しく、その位置が上流側に移行するにつれ影響の度合が減少する。

(3) プラグの影響もはつきりした形で現われている。即ち(a)、(c)についてはプラグの深さより少し下までは改善されており、このため(b)についてもかなりの改善効果が現われている。

(4) 岩盤内の応力分布改善のために必要なプラグの深さは、ダムの下流端にあるとき最も大きく、断層の位置が上流に移行するにつれ小さくなる傾向を有する。

(5) (a)に述べた現象から推定すると、断層が上流落の時は影響は最も著しく、下流落の時は影響は比較的小さいと考えられる。

(6) 以上からダムの下流端よりも下流側に断層があるときも、ダムに比較的近い場合には或る程度のプラグが必要になると考えられる。

このダム地点の岩盤のせん断強度は、現地試験結果によると

$$\tau = 2.0 + 0.8 \sigma \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (5.4)$$

であつた。この値を用いて上記の状況を明らかにするために、第 3 章に述べた方法を適用して点安全率の分布、およひすべり面を求めると図-5.14 の如くであり、すべり面沿いの点安全率の範囲と平均の安全率を示すと表-5.6 の如くである。尚表-5.6 の岩盤内すべり面の応力成分に

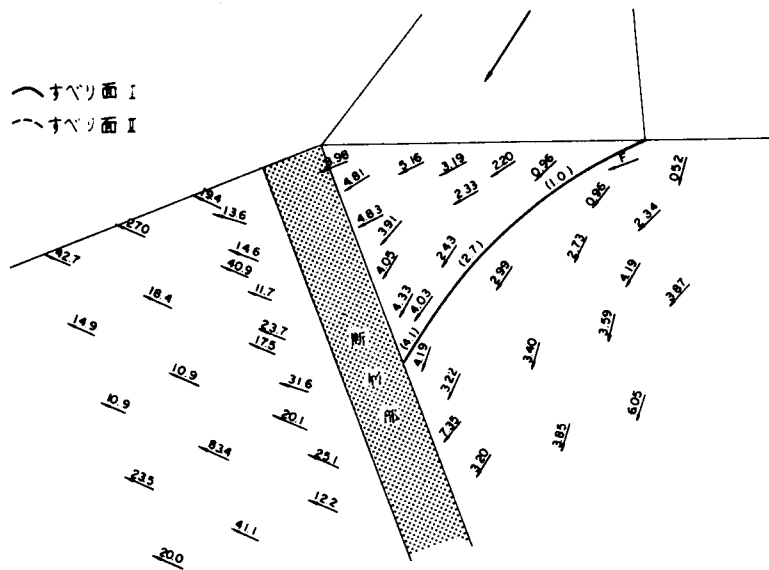
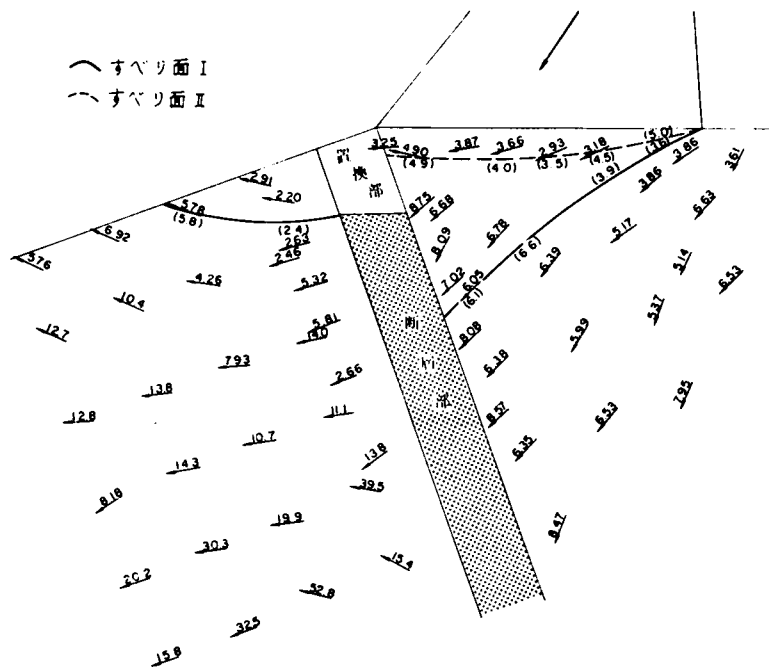
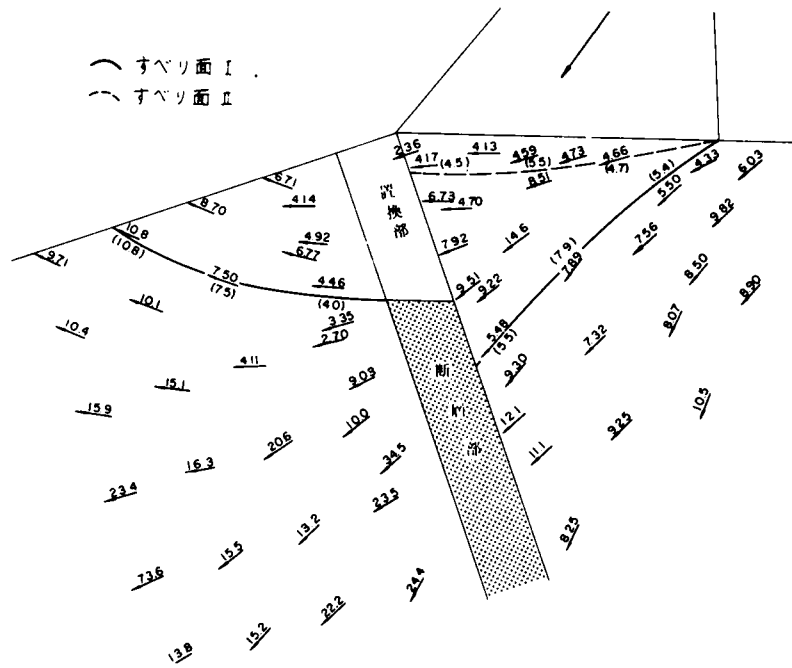


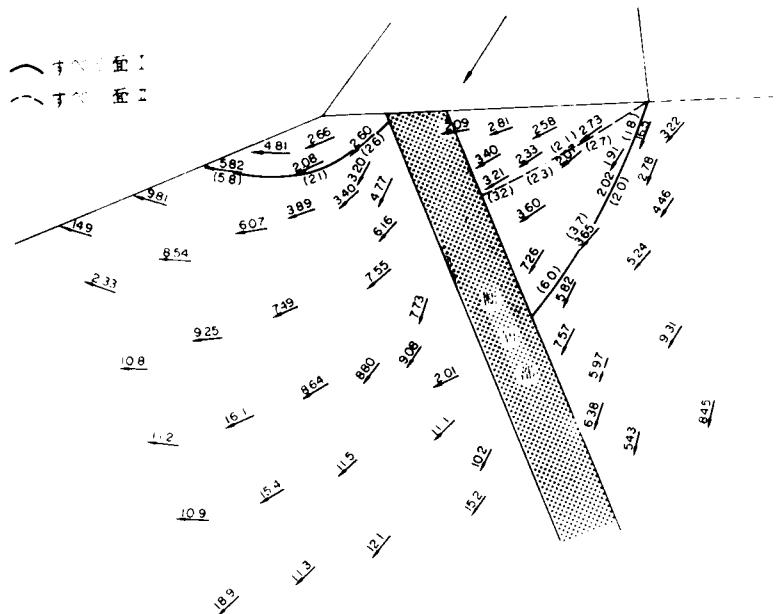
図-5.14 Dダムすべり面および点安全率分布図
(a) Type I-1



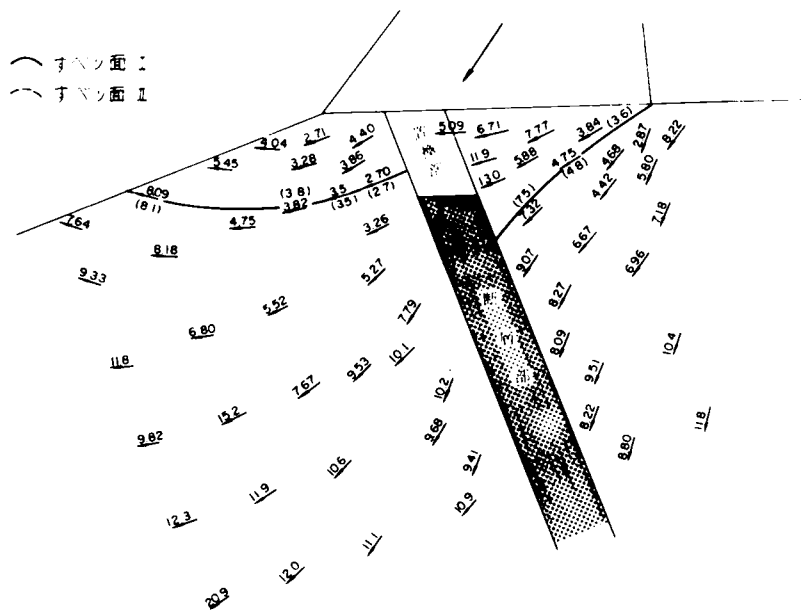
(b) Type I-2



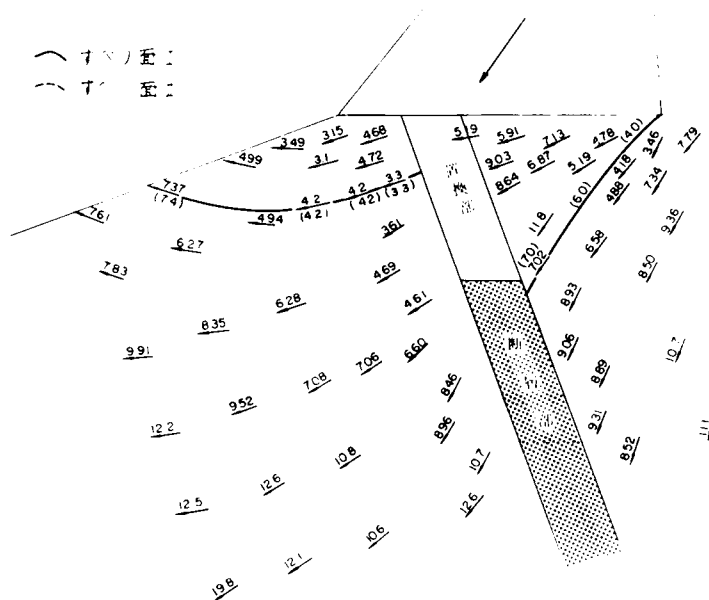
(c) Type I-3



(d) Type II-1



(e) Type II-2



(f) Type II-3

よる安全率とは、点安全率の平均と(5.1)式の安全率とを比較するために、求めたすべり面を直線または円弧で近似し、その上での応力を求め、積分してH.Vを求めて(5.1)式より安全率を求めたものである。

これらを観察すると

- (1) Type I-1については断層がない場合とは明らかに異つて、ダムの上^流端より断層に向つてかなり急勾配の下流下りのすべり面が生じており、その面沿いの安全率はかなり低く、ダムの上流端附近の点安全率は1を下向つている。
- (2) Type I-2についてはプラグの効果ははつきりと現れ、I-1に生じたすべり面は同様に生じているが、その安全率はかなり良くなつてゐる。この他一般の重力ダムの基礎に生ずるすべり面も同じ程度の安全率で生ずる可能性を示しており、更にプラグの下流側にもプラグの先端からすべり面が生じてゐる。
- (3) Type I-3についてはすべり面の状況はI-2とほぼ同じであるが、すべり面沿いの安全率は更に良くなつてゐる。
- (4) Type II-1についてはすべり面の状況はI-2, I-3と類似しているが、すべり面沿いの安全率はI-2より少々悪い。
- (5) Type II-2についてはダムベース近くにすべり面が生ずる可能性はなくなつてゐる。プラグの効果もはつきりと現れており、II-1に比してすべり面沿いの安全率はかなり良くなつてゐる。

表-5.6 Dダムすべり面沿いのせん断摩擦抵抗安全率

| 断層の位置 | | | ダムの下流端 | | | ダムの $\frac{1}{3}$ 点 | | |
|-----------|--------|--------------|---------|---------|----------|---------------------|---------|---------|
| プラグの深さ | | | 0 m | 20 m | 40 m | 0 m | 20 m | 40 m |
| タイプ名 | | | I-1 | I-2 | I-3 | II-1 | II-2 | II-3 |
| ダム ベース | | (5.1)式による安全率 | 4.5 | 4.5 | 4.5 | 3.4 | 4.8 | 4.8 |
| | | 平均点安全率 | 6.1 | 5.8 | 5.3 | 3.5 | 5.3 | 5.0 |
| すべり 面 | 断層の上流側 | 点安全率 | 0.5~4.1 | 3.6~6.1 | 5.4~7.4 | 1.8~6.0 | 3.6~7.5 | 4.0~7.0 |
| | | 平均点安全率 | 2.9 | 5.1 | 6.4 | 3.4 | 5.3 | 5.7 |
| | | 応力成分による安全率 | 2.7 | 5.0 | 5.6 | 2.7 | 4.7 | 5.1 |
| | 断層の下流側 | 点安全率 | — | 3.5~5.0 | 4.7~5.5 | 2.1~3.5 | — | — |
| | | 平均点安全率 | — | 4.4 | 5.0 | 2.8 | — | — |
| | | 応力成分による安全率 | — | 4.0 | 4.0 | 2.5 | — | — |
| | 断層の側 | 点安全率 | — | 2.4~5.8 | 4.0~10.8 | 2.1~5.8 | 2.7~8.1 | 2.6~7.4 |
| | | 平均点安全率 | — | 4.1 | 7.4 | 3.5 | 4.5 | 4.8 |
| | | 応力成分による安全率 | — | 3.4 | 6.5 | 2.8 | 4.2 | 4.6 |

- (6) Type II-3 については II-2 よりもすべり面沿いの安全率は少々よくなっているが、プラグを深くした効果は著しくない。

以上の検討においては揚圧力の影響が加味されていないので、表-5.6 の値より安全率は 1 割程度低くなる可能性がある。ダムの下流端に断層がある場合に 40 m 程度、 $\frac{1}{3}$ 点に断層がある場合に 20 m 程度の置換を行えば充分安全であると考えられたが、これらの実験では断層の弾性係数を極端に低くとつていたので、ダムの下流端に断層があるとき断層幅だけ置換を行ない、断層の位置が上流に移行するにつれて置換の深さを浅くし、 $\frac{1}{3}$ 点に断層があるときは断層幅の $\frac{1}{2}$ 程度とし、更に断層がダム本体の下流側に出た後も、ダムの下流端から断層幅の 2 倍程度離れるまで置換を行なった。

尚以上の研究結果を更に一般的なものにするために、光弾性実験により断層の弾性係数が、堅岩の弾性係数の $\frac{1}{10}$ の場合について一連の実験を行い、主応力の方向を検討した。その結果は図-5.15 に示す通りで、前述した状況をはつきり示している。

これらの研究結果から

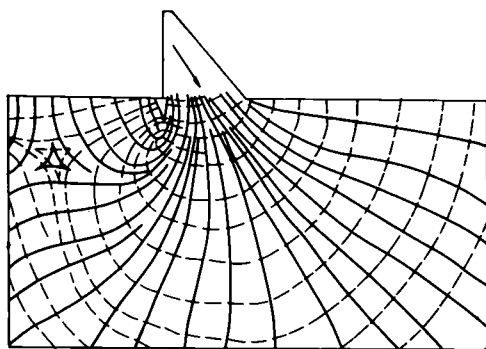
- (1) 断層の影響はダム本体に対してよりも岩盤に対してはるかに著しく、断層処理はダム本体に対してではなく、岩盤に対して安全なように検討しなければならない。
- (2) 従来の断層処理は断層の位置、傾斜に関係なく行われて来たが、断層の位置、傾斜は極めて重要な要素であることが明らかとなった。
- (3) 断層置換は岩盤の安全性を高める上で極めて有効であることが明らかとなった。
- (4) 第3章に提案した方法を実験結果に適用することにより、従来の方法のように変位で規定するようなあいまいな方法によらずに、定量的に安全率を把握し処理することが可能となった。

この種の問題は多くのダムで直面する問題であり、今後のダムでの断層処理に対し、極めて有効な指針を与えていると考えられる。尚(5.4)式に代つて断層の位置、傾斜等を考慮した、新しい考えに立つた断層処理の一般式の確立を早急に行なう必要があると考えられる。

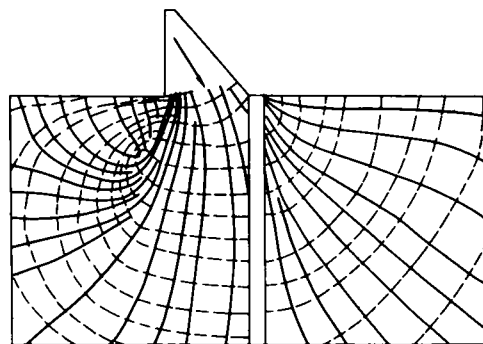
4.2 実測値との対比

Dダムは39年11月に湛水を開始し、現在までに凡そ2年半の経過をみた。このダムには岩盤およびダム本体にブラムラインが設置され、更に断層プラグに歪計と応力計が設置された。これらの動きについて観察してみよう。

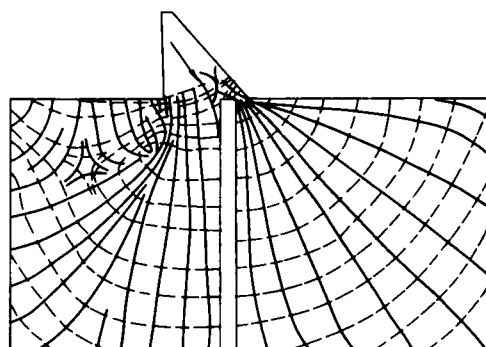
ブラムラインについて述べると、岩盤のブラムラインはいづれも逆ブラムラインを用い、固定点は断層の下流側の岩盤にとり、断層を貫いて断層の上流側の岩盤にのるダム本体の部分で測定するように設置されている。これらのブラムラインで測定されたダム本体および岩盤の変位は図-5.16、5.17 に示す如くである。即ちダム本体のブラムラインは図-5.18(a)に示すように、水位の昇降に対し、ループを描き所謂ヒステリシス現象を示している。これに反し岩盤のブラムラインは図-5.18(b)に示すような水位-変位図を示しており、その動きは岩盤のジャッキ試験



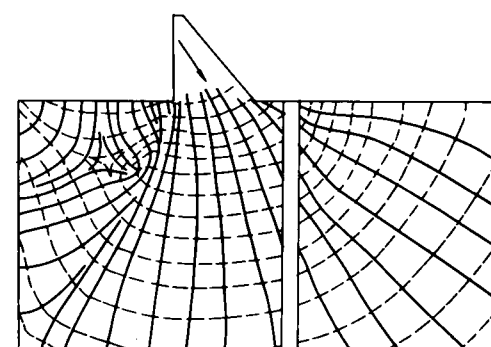
(a) 軟弱層なし



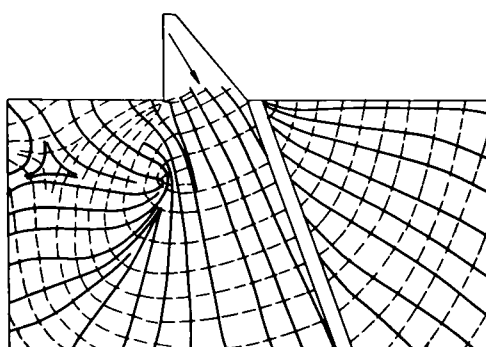
(b) 軟弱層-A ($E_r/E_f=10$)



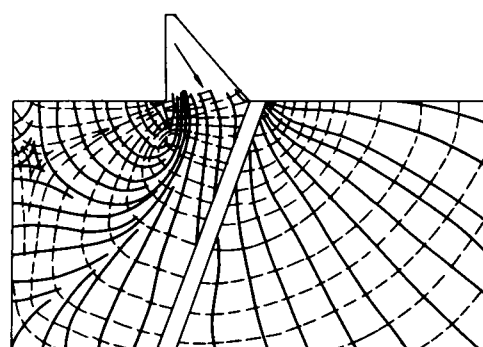
(c) 軟弱層-B ($E_r/E_f=10$)



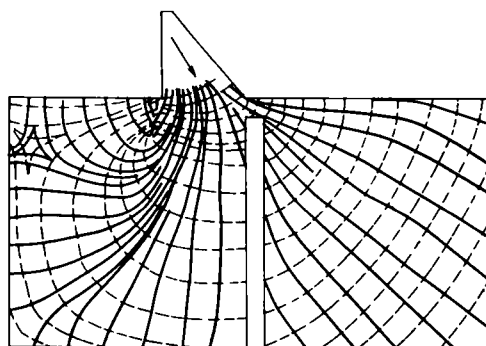
(d) 軟弱層-C ($E_r/E_f=10$)



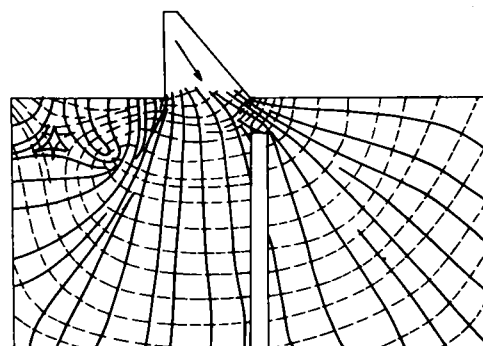
(e) 軟弱層-AD ($E_r/E_f=10$)



(f) 軟弱層-AU ($E_r/E_f=10$)

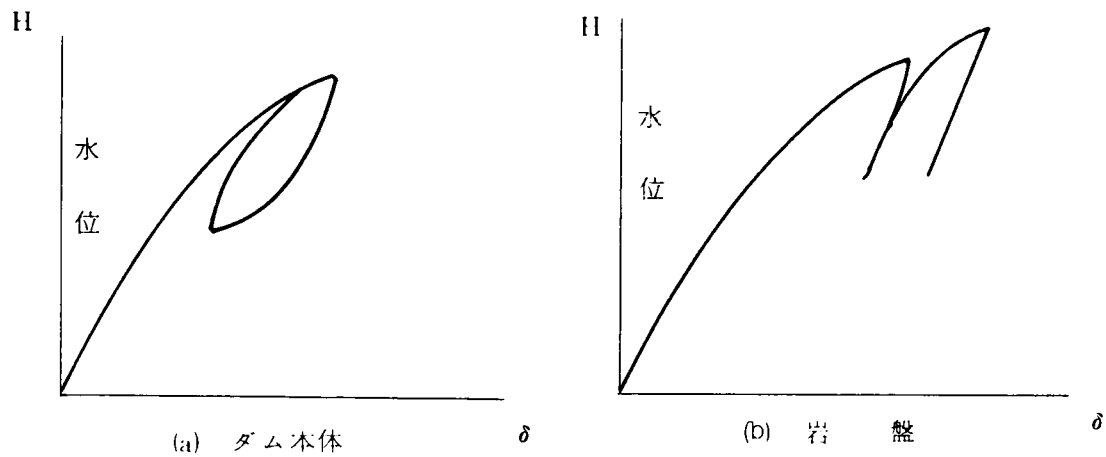


(g) フラグ-API ($E_r/E_f=10$)



(h) フラグ-AP2 ($E_r/E_f=10$)

図-5. 1:5 光弾性実験による主応力線図



図－5.18 水位－変位図

にみられる荷重－変位曲線に類似している。

このダムのコングリートの大半は湛水開始までに一年以上の材令になつていたので、かなり弾性的な動きを示すものと考えられる。従つてダム本体および岩盤の変位で、非弾性的な動きは岩盤によるものと考えて差支えない。

ブラムラインは相対変位を把えている。従つて岩盤の変形のうち、ダム本体に設置されたブラムラインに影響を与えるものは岩盤の廻転であり、岩盤に設置されたブラムラインに影響を与えるものは水平変位であると云い得る。従つて岩盤の廻転が図－5.18(a)に示すようなヒステリシス現象を示し、岩盤の水平変位が図－5.18(b)に示すような曲線を示していると云い得る。

これらの動きは湛水開始後1年半程度の間ははつきりしているがその後安定化し、はゞ弾性的な動きになつている。

以上の考察から明らかなように、このダム地点の岩盤は湛水初期には非弾性的な動きを示しており、岩盤の廻転はループを描く所謂ヒステリシス現象を示しており、岩盤の水平変位は、非可逆的な変位が水位の昇降により生じているが、湛水開始後1年半程度で安定化して弾性的な動きになつていると云える。

ではこの間の断層プラグでの応力はどのようになつているであろうか。プラグ部分には歪計と応力計とが埋設されているが、歪計は測定値がよくないため、応力計の測定値から検討を加えることにする。これらの応力計はいずれも鉛直方向に埋設されており、この部分の主応力の方向と一致していない上に測定精度もブラムラインに比して劣るので、図－5.19にみるようにはつきりした現象を示していないが、図－5.18(b)に似て、湛水初期には、水位の昇降により応力が漸増する傾向を示している。

これらブラムラインの測定値と応力計の測定値とを対比すると、このダムは湛水初期に岩盤に非可逆的な水平変位が生じ、これにともなつて断層プラグの応力が増加していると云える。またこれらの応力計はいずれも 10 Kg/cm^2 前後の値を示しており、図－5.13に示した実験結果ともほぼ一致しており、これを主応力方向の応力にすれば 20 Kg/cm^2 前後の値になり、きわめて大きな力がプラグに作用していることになる。以上からこのダムの断層プラグは極めて有効に働いており、岩盤の安定性を保つ上でも不可缺なものであつたと云える。

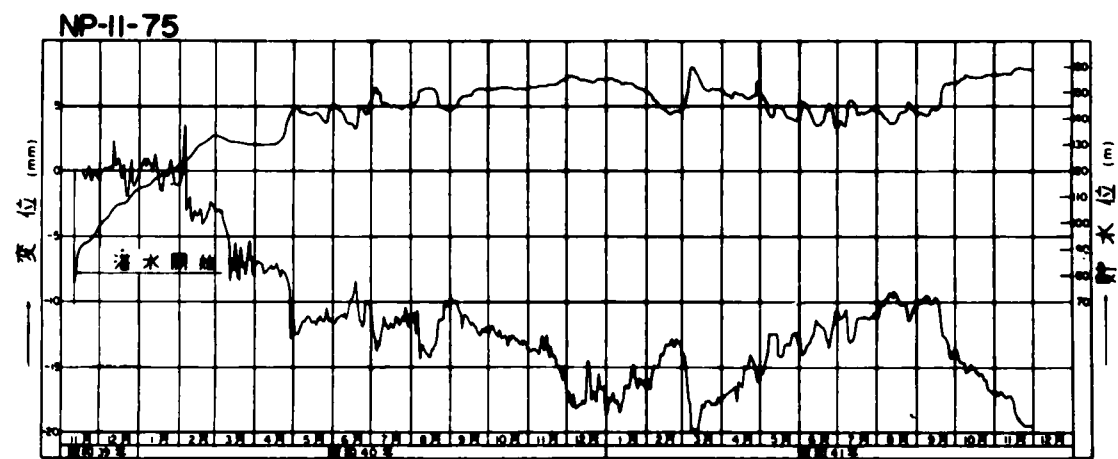
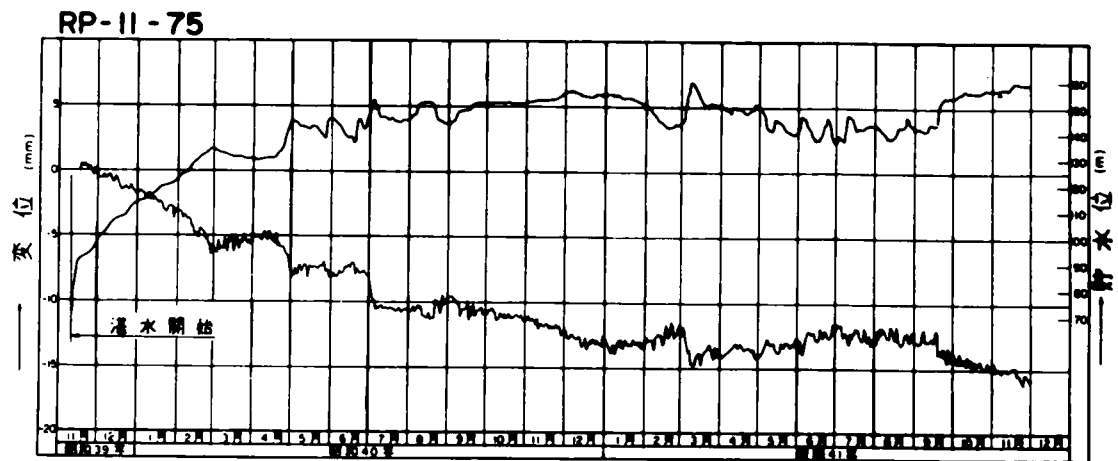
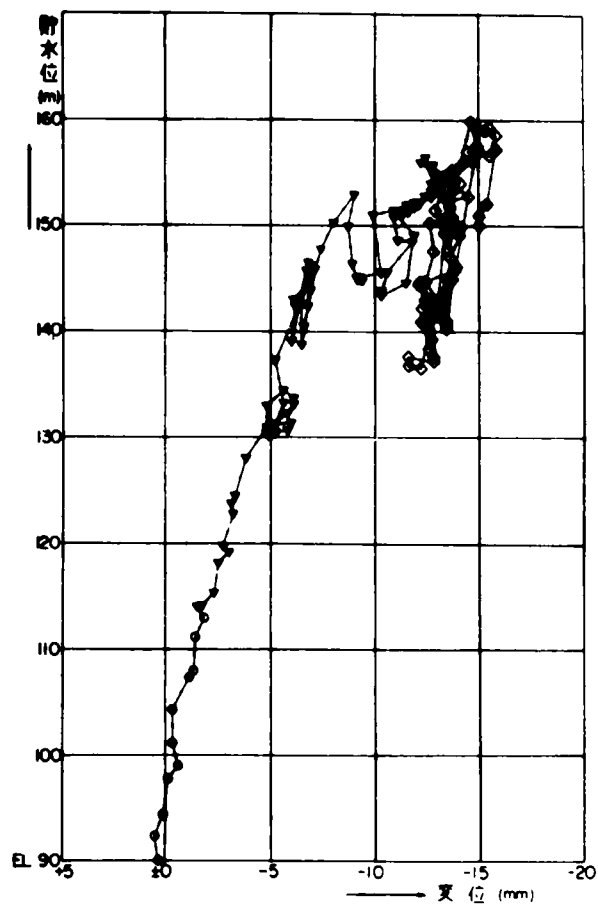
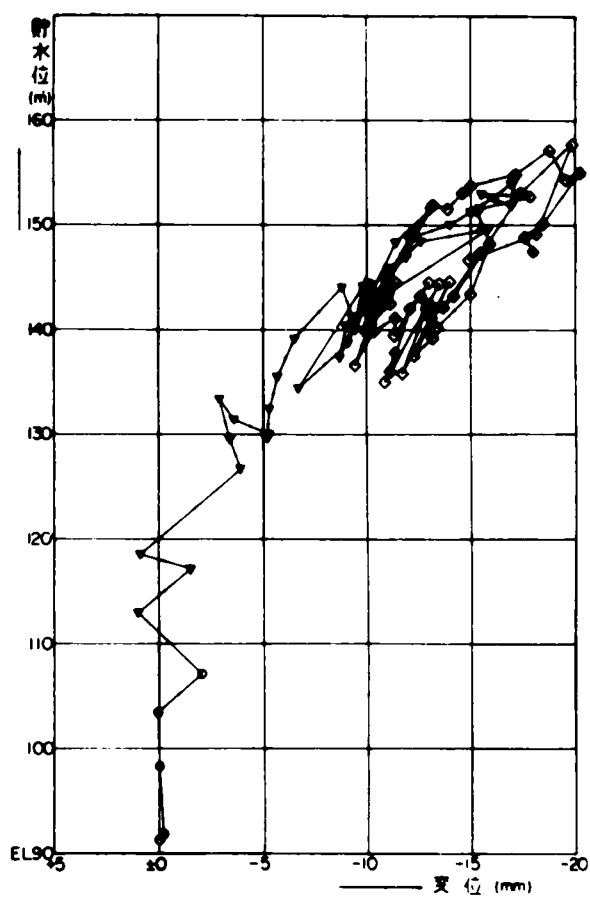


図-5.16 Dダムブラムライン

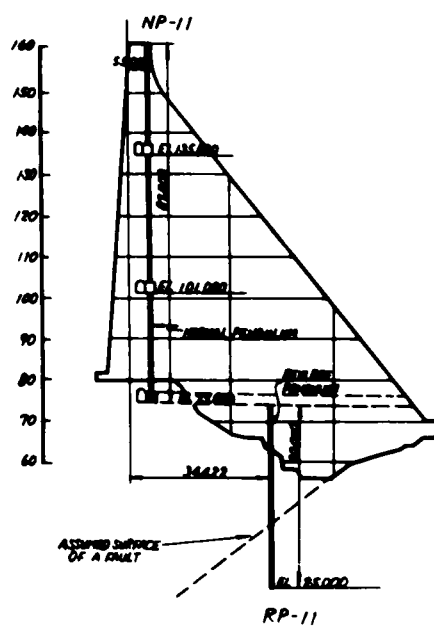
RP11-75



NP-11-75



BLOCK 11



測定値図 (1 1 ブロック)

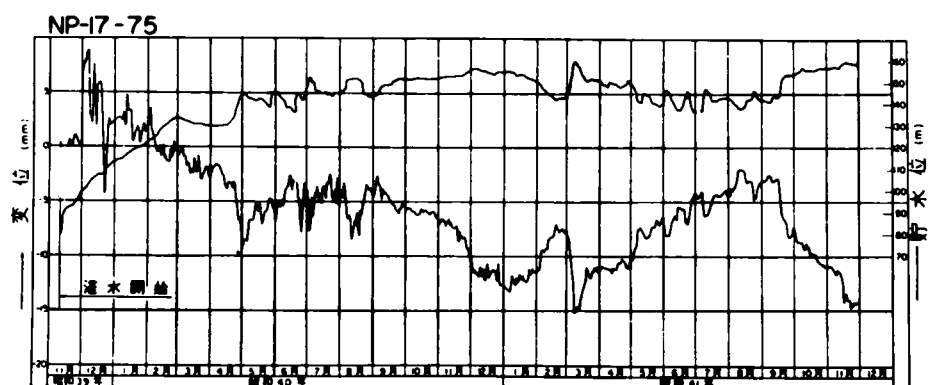
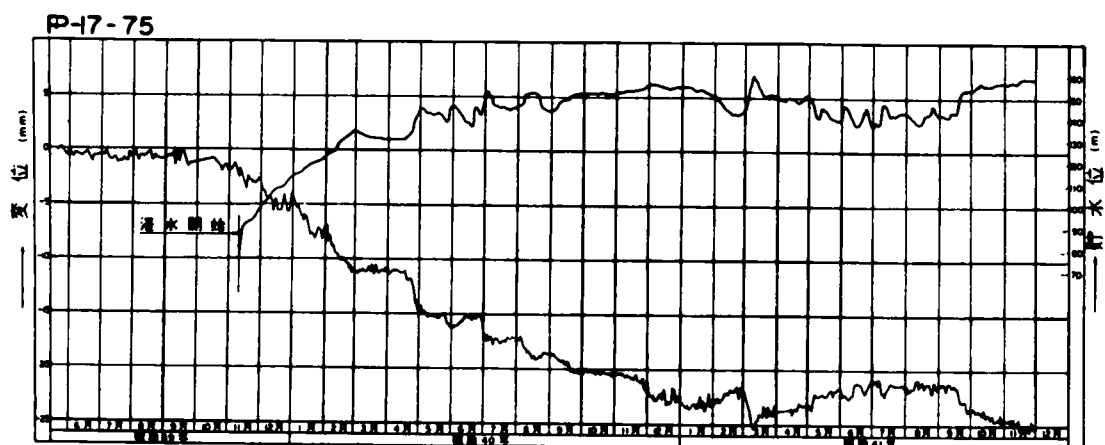
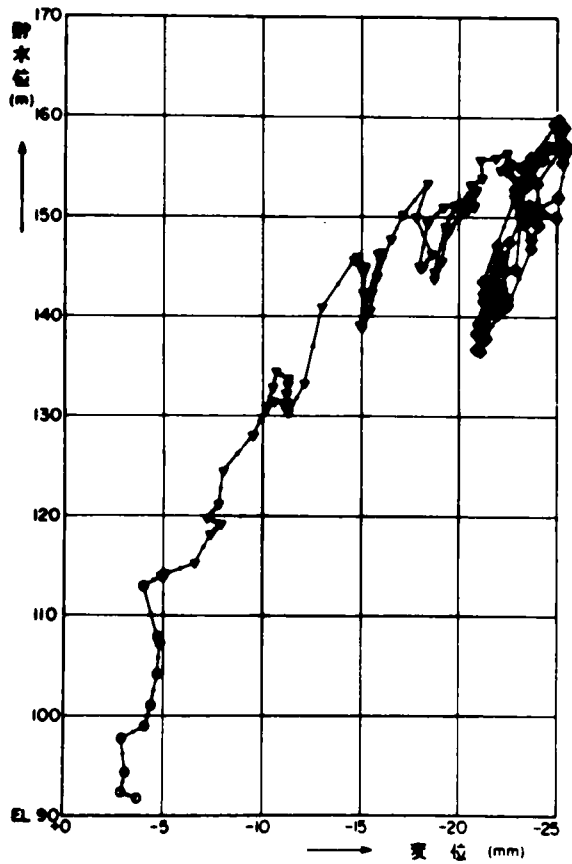
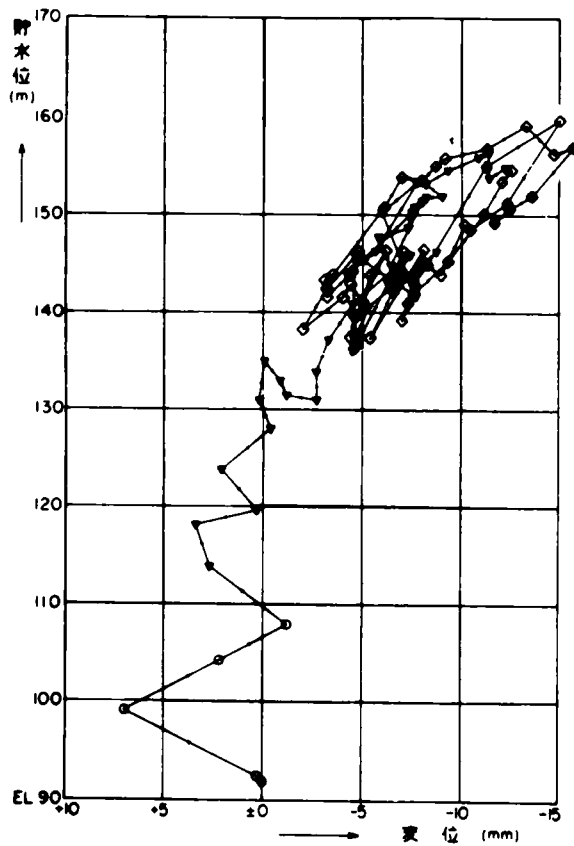


図-5.17 Dダムブラムライン

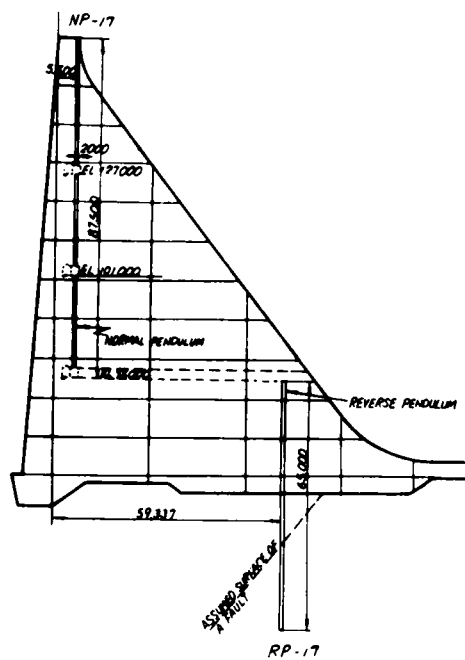
RP-17-75



NP-17-75



BLOCK 17



測定値図 (17ブロック)

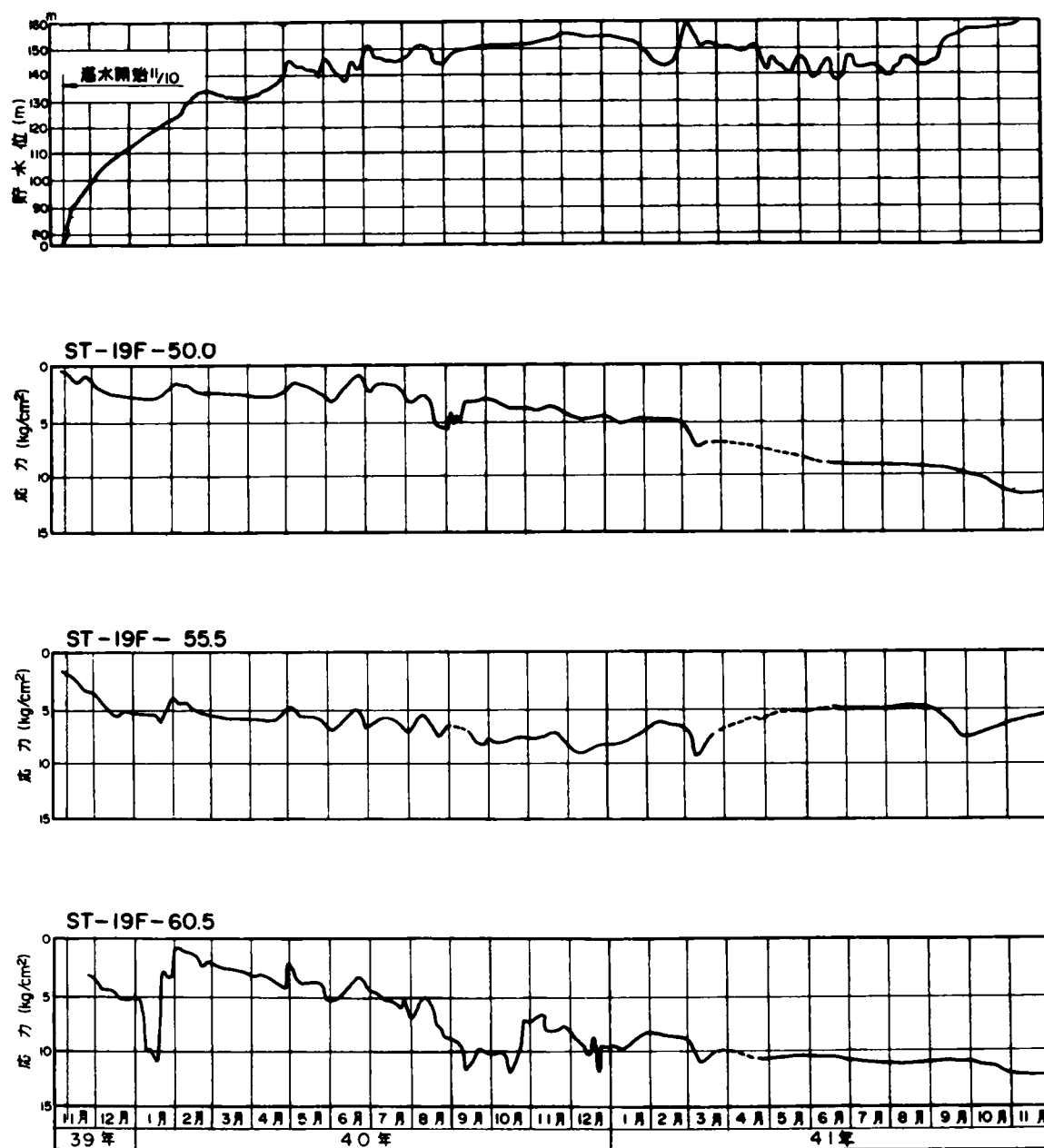
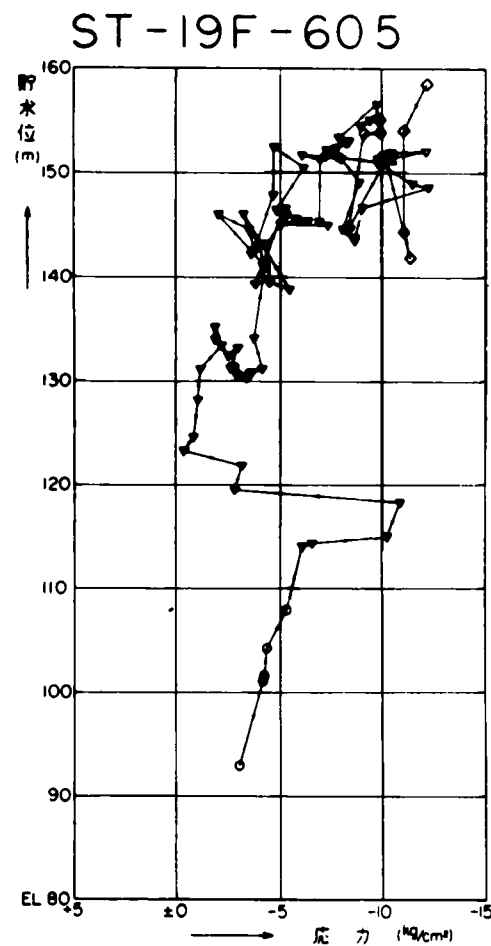
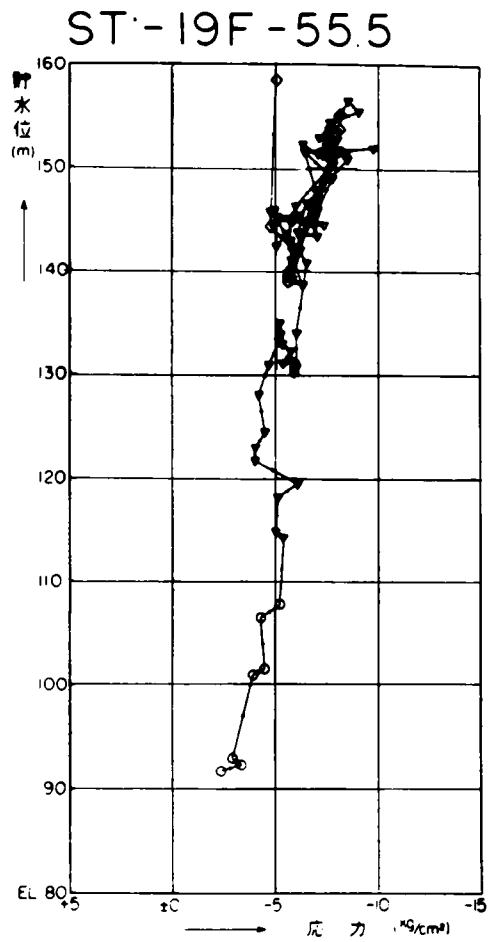
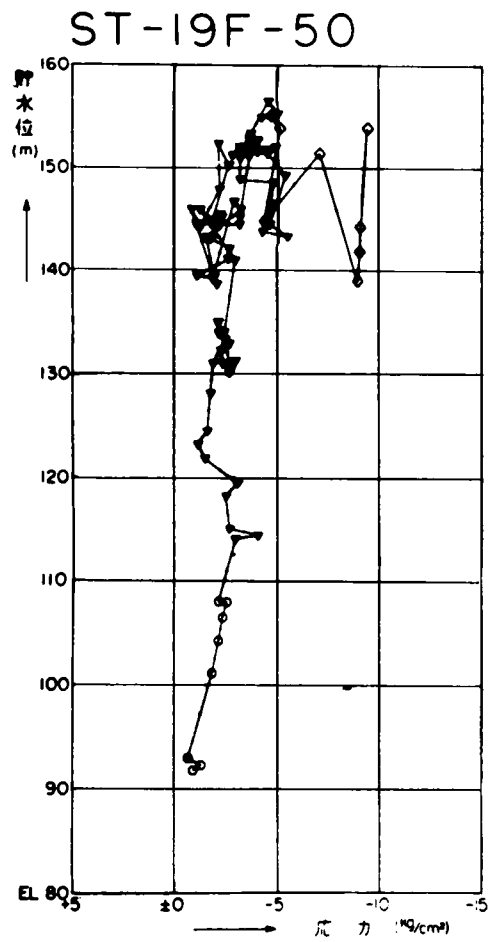
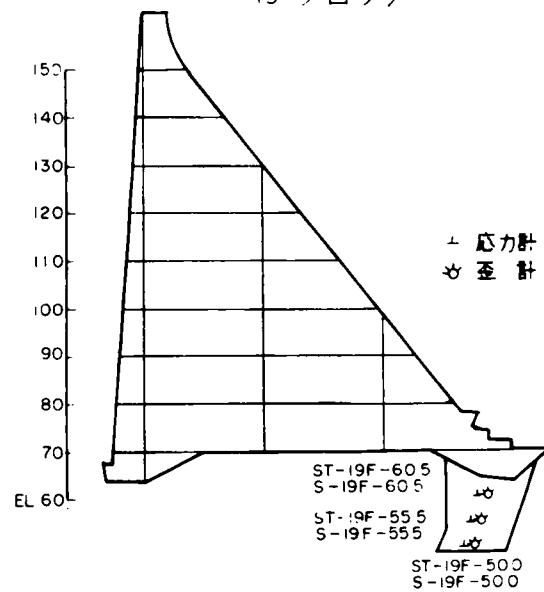


図-5.19 Dダム断層プラグ内応力測定値図



計器埋設位置図

19 ブロック



第 5 節 結 言

重力ダムの基礎の問題には、軟弱岩盤上のダムの基礎の安定性についての検討と対策の問題、基礎の断層の処理方法の問題の 2 つがある。これらを提案した安定解析方法を適用しながら検討した結果を本章で述べた。

即ち、まづ堤底に近い部分に生ずるすべり面のせん断摩擦抵抗に対しては H e n n y の式を用い、 $n > 4$ となるように現行設計基準で定められているが、岩盤に極限設計理論を適用するのは妥当でないので、巨視的にみた面全体の安全率と考えるべきである。そのため破壊面に沿つての点安全率の分布をも併せ考え、総合的に判断する必要があることを模型実験例から考察した。

次に基礎岩盤が軟弱でせん断強度が低い場合の対策の 1 つとして、ファイレットまたはフーチングを上流側につけてダムベースの長さを増す方法について、光弾性模型及び石膏模型による実験研究の結果、ファイレットの勾配は 1 ; 1 程度までは可能で、ダムベースの応力分布はかなり改善され、ダムベース及び基礎岩盤内の点安全率の分布は普通の重力ダムの場合よりも均等化されることを述べた。

第 2 の対策である滑り面を基盤内に深く下げることにより、せん断摩擦抵抗を増加させる方法については、上流側の楔は余り有効ではなく、下流側の楔は極めて有効であることや、滑り面が楔の下側に押し下げられ、下流側に楔を設けた時は特にすべり面の伸びが大きいことなどを、石膏模型実験の結果から考察した。

さらに断層が堤軸に略平行する方向に存在する場合について、光弾性及び石膏模型実験により検討した結果、断層の影響は本体よりも岩盤に対して大きく、断層処理は本体よりも岩盤に対して安全のように検討する必要がある。また断層処理は断層の位置と傾斜が重大な影響をもつことや、こうした断層処理が岩盤の安全性を高める上で極めて有効であり、提案した解析方法によればその安全率を定量的に把握し処理できることを論じた。

またブラムラインの実測値と応力計の測定値とを対比検討した所、ダムは湛水初期に岩盤に非可逆的な水平変位を生じ、これにともなつて断層ブラグの応力が増加している。その応力値は実測と略一致し、極めて大きな力がブラグに作用しており、断層ブラグは極めて有効に働き、岩盤の安定性を保つのに不可欠であつたと云えることなどを述べた。

参 考 文 献

- 1) 河川部会“ダムの基礎処理および関連問題の研究”第 19 回建設省技術研究会報告
- 2) “Treatise on Dams, Chapter 9, Gravity Dams” Reclamation manual.

第6章 アーチダムの基礎処理設計に対する検討

第1節 概 説

重力ダムでは、ダムからの力は主として下部の岩盤に伝えられる。従つてダム本体から岩盤に伝えられる力は、河床部ではかなり大きい、堤底の標高が上るに従つて急激に減少する。このため重力ダムではダムの高さの大きい部分では、かなり良好な岩盤である必要があるが、両側のダムの高さの低い部分では、力学的にはそれ程良好な岩盤である必要はない。更に前章に述べたように、重力ダムでは堤底に近い部分にすべり面が生ずる。このため重力ダムの場合には堤底およびその近くの岩盤の良否が問題となる。

これに反して、アーチダムは、アーチ作用により両側の岩盤に力が伝えられる構造物であるため、岩盤に伝わる力は河床部では重力ダムよりむしろ小さい位であるが、両側ではかなり大きくなっている。更にアーチダムではスラストが大きく働き、合力はダムのアバット面に垂直に近く作用するので、すべり面はアバット面又はアバット面近くに現れず、図-6.1に示すようにアバットの上流端から、下流側の岩盤を大きく含む形で現れる。このためアーチダムでは上部まで良好な岩盤である必要があり、下流側の岩盤および奥の岩盤の状況が重要な問題となつて来る。

このようにアーチダムでは、基礎の安定性を検討すべき範囲が重力ダムよりかなり広い。ため、アーチダムの建設に際して、断層置換、ダウエリング、P・S工等かなりな特殊基礎処理が研究され、実施されて来た。しかし、これらの特殊基礎処理は、それを実施することによる利点も大きい、必ず岩盤をゆるめる等のマイナスな面があり、効果の割に工費もかさむものである。従つてこの様な特殊基礎処理は必要最小限におさえ、岩盤改良によるよりも、ダムの位置又は形状により出来るだけ補うのが、設計の基本であると考えられる。

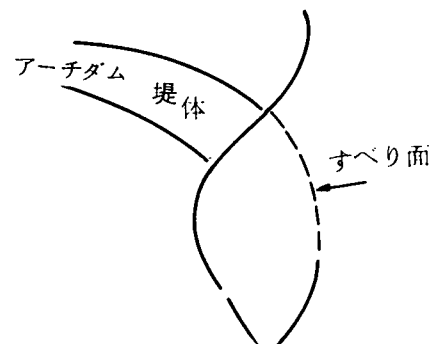


図-6.1 アーチダムの水平すべり面

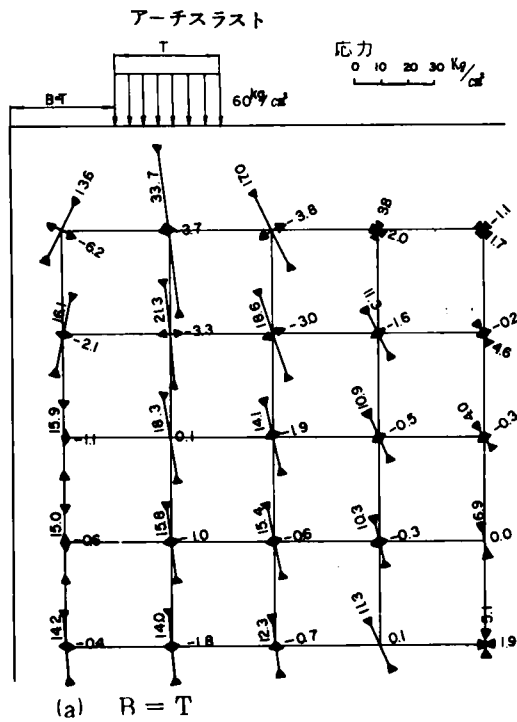
このような観点に立つと、アーチダムの基礎において先ず問題になるのは

- (i) ダムアバットの downstream 側の厚み
- (ii) アーチスラストの方向

である。(i)はダムの位置の選定に関連し、(ii)はダムの位置の選定とダム本体の設計に関連するものである。これらについて以下に検討を加えることにする。

第2節 ダムアバットメントの下流側の岩盤の厚み

アーチダムのアバットメントの下流側の厚みが，アーチダムの安定性にとって極めて重要であることは早くから注目され，これに関する研究はいくつか行われている。図-6.2のように下流



側の岩盤がかけている場合の，岩盤内の点安全率の分布について研究したものとしては林の研究①があり，シヨルダーの厚みと岩盤内の応力分布については青木の研究②がある。

これらの研究から，アーチダムのアバットメントの下流側の岩盤の厚みは極めて重要であることが明らかになったが，更に第3章に提案した岩盤の安定解析方法を適用することにより，すべり面の形状，すべり面上の点安全率の分布，平均安全率等の点から検討を行うと共に，この種の問題はダムの位置の撰定に関連するため，予備設計の段階で検討されることが多いので，筆者

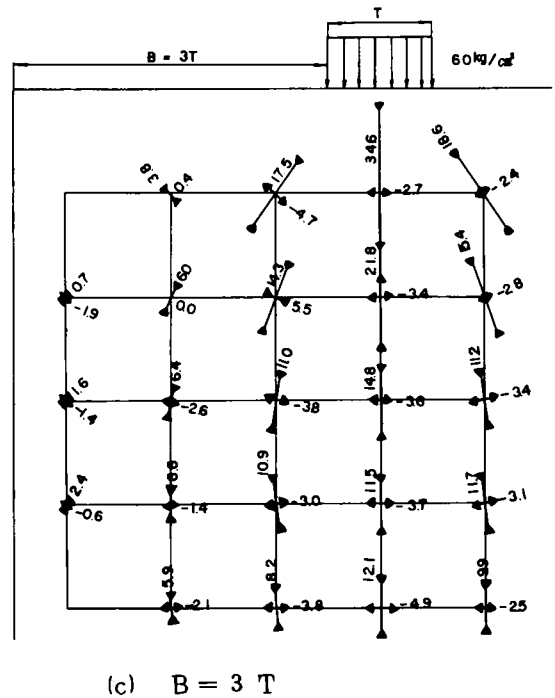
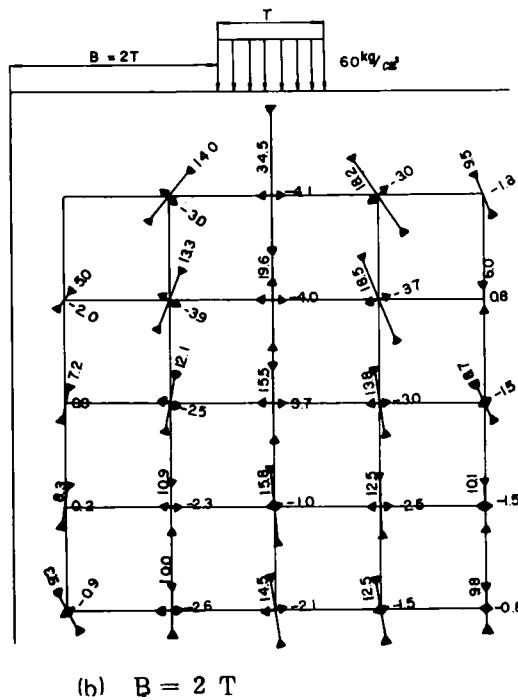
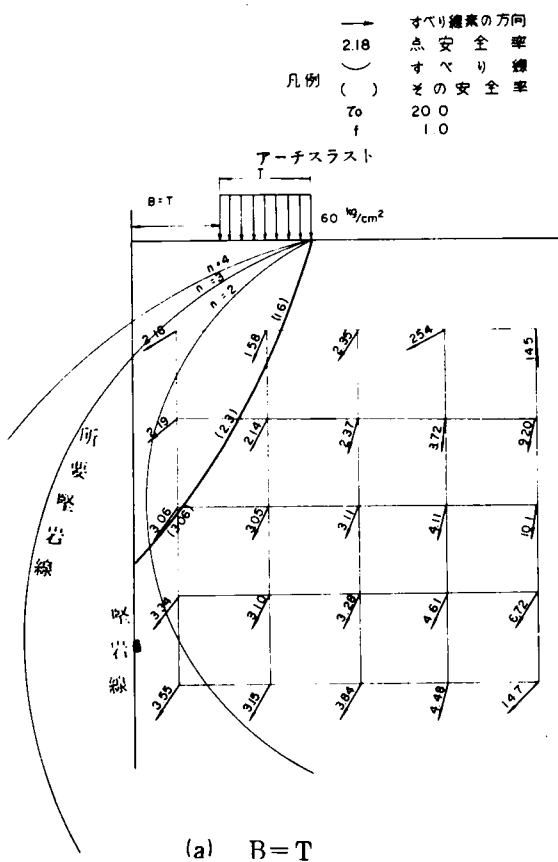


図-6.2 下流側の岩盤の厚みと岩盤内応力分布との関係(青木より)

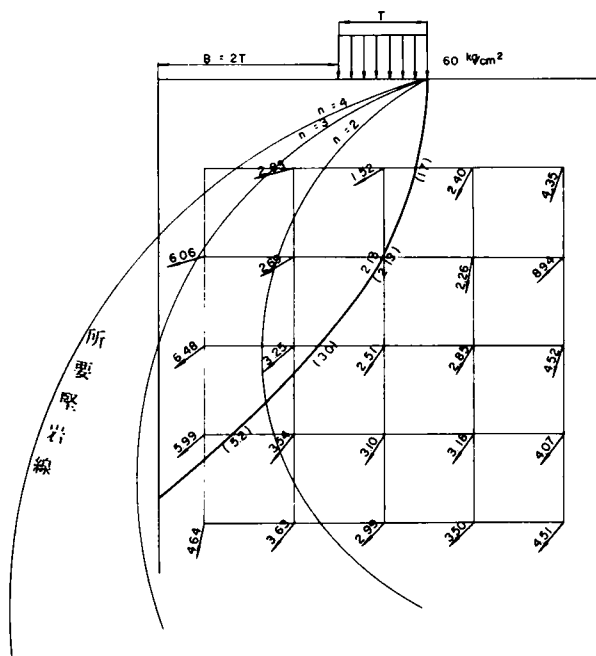
が関係して来たいくつかのダムで設計した簡易法を提案することにする。

図-6.2は岩盤がダムの下流側でアーチスラストに平行に逃げている場合に対し、ダムの取付

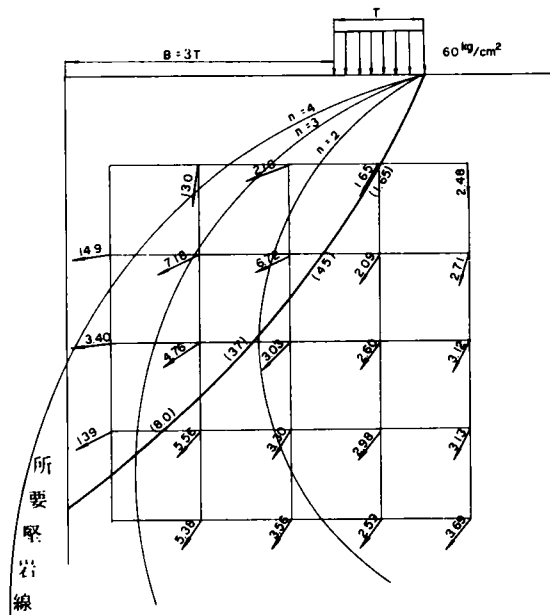


(a) B=T

位置と岩盤内の応力分布との関係についての青木の実験結果を示している。図-6.2には下流側の岩盤の厚みがダムの厚さの1倍, 2倍, 3倍の場合の応力分布が示されている。これらの応力分布によると, スラストライン沿いの応力は大差ないが, 下流側の岩盤沿いの応力が, 下流側の岩盤の厚みが少ない方が大きくなっている。これらの応力分布に $\tau_0 = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ $f=1.0$ として第3章に述べた安定解析方法を適用した結果は図-6.3, 6.4の如くである。図-6.3は強度安全率からすべり面を求めたものである。また図-6.4は荷重安全率からすべり面を求めたものを示している。これらをまとめた表-6.1から, 全般に荷重安全率の方がすべり面が大きく安全率も高いようである。また下流側の岩盤の厚みが小さくなると, 安全率が小さくなっていくことがはつきりと観察される。



(b) B=2T

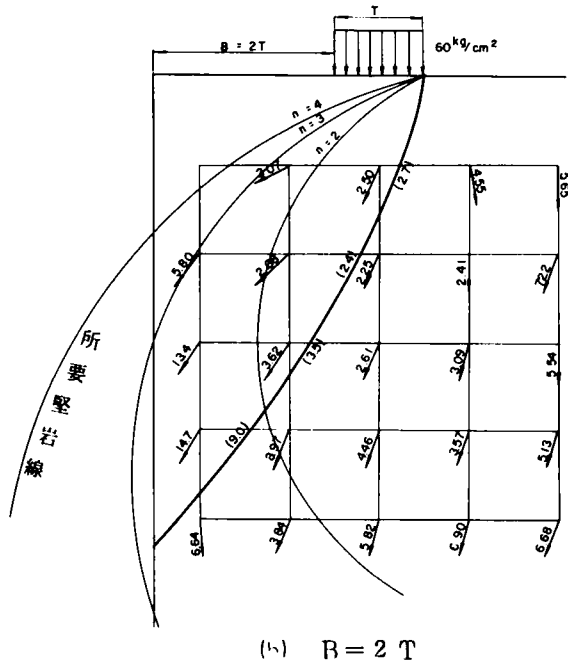
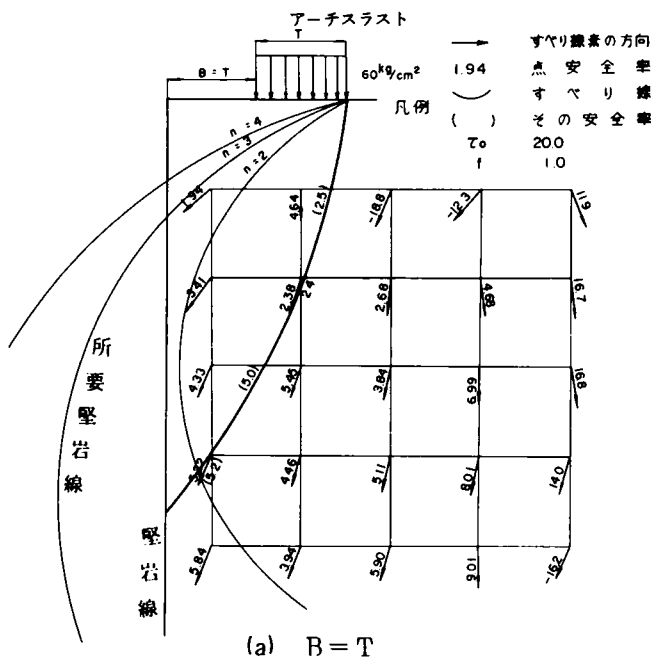


(c) B=3T

図-6.3 点安全率およびすべり線(強度安全率)

表-6.1 下流側の岩盤の厚みと
岩盤のすべり安全率
(平均の点安全率)

| B | 安全率 | |
|---|----------------|----------------|
| | 強度低下 (N_S) | 荷重倍加 (N_L) |
| 1 | 2.3 | 3.8 |
| 2 | 3.0 | 4.4 |
| 3 | 4.0 | 5.2 |



このように下流側の岩盤の厚みはダム基礎の検討において極めて重要であるが、前にも述べたように、この種の問題はダムの位置の決定において問題になる。

一般にダムは最も谷巾のせまい所に設けるのが、コンクリート量から云つて最も経済的である。しかし基礎岩盤の安全率の不足を人工的に補うことは不確実であり、多大の工費を要するのが一般である。従つてダムの位置を決定するに際して、ダムの下流側の岩盤の厚みが充分であるかを検討して決めることが重要である。このようなダムの位置の決定および下流側の岩盤の厚みの検討は、予備設計の段階で検討されることが多い。しかしこの段階では岩盤内の応力分布を求め、前に述べたような検討を行うことが困難なことが多いので、筆者は次に述べるような簡易方法を考え、実際のダムの設計に適用した。

図-6.5ですべり面はダムの上流端から生じ、すべり面は直線で現れると仮定する。

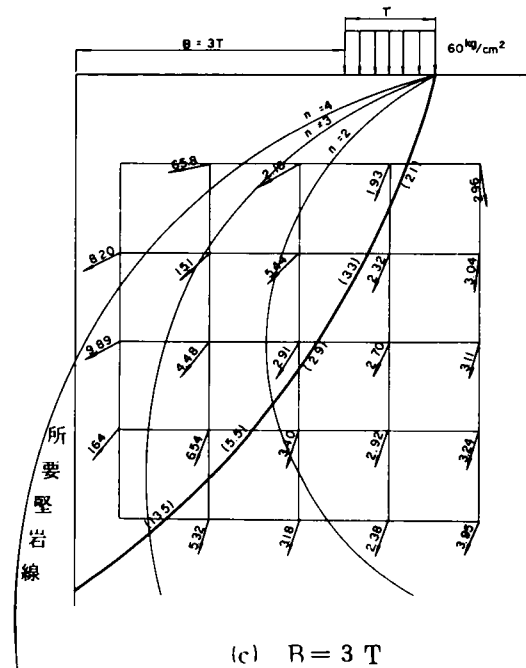


図-6.4 点安全率およびすべり線(荷重安全率)

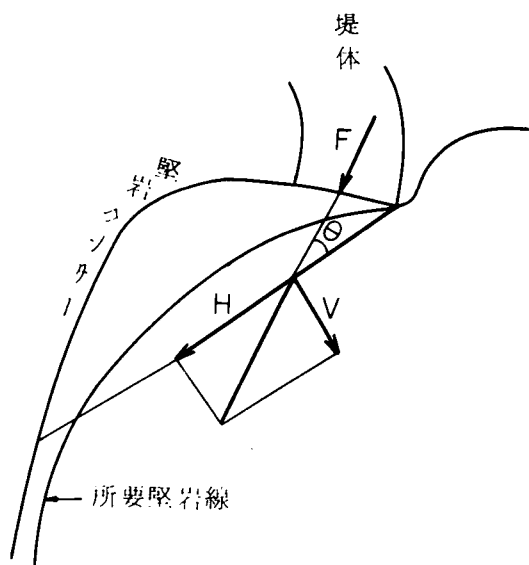


図-6.5 アーチダム直線すべり面から求めた所要堅岩線

今外力の方向に対し θ なる角度ですべり面が生じたとする。このときすべり面に働く垂直力 V と水平力 H は

$$V = F \sin \theta, \quad H = F \cos \theta$$

故に τ_0, f を岩盤の強度としたとき、すべり面の長さを ℓ とすれば

$$n = \frac{\tau_0 \ell + f V}{H} \dots\dots\dots (6.1)$$

従つて必要な安全率 n を確保するために必要なすべり面の長さ ℓ は

$$\ell = \frac{nH - fV}{\tau_0} = \frac{F}{\tau_0} (n \cos \theta - f \sin \theta) \dots\dots (6.2)$$

で表わされる。この ℓ を種々な θ に対して求め、アバットメントの上流端を原点にとつた

極座標での (ℓ, θ) にて表わされる曲線を描き、この曲線が堅岩コンタより内側にあれば、必要な安全率が近似的に確保されることになる。この意味でかゝる曲線を所要堅岩線とよぶことができる。廿

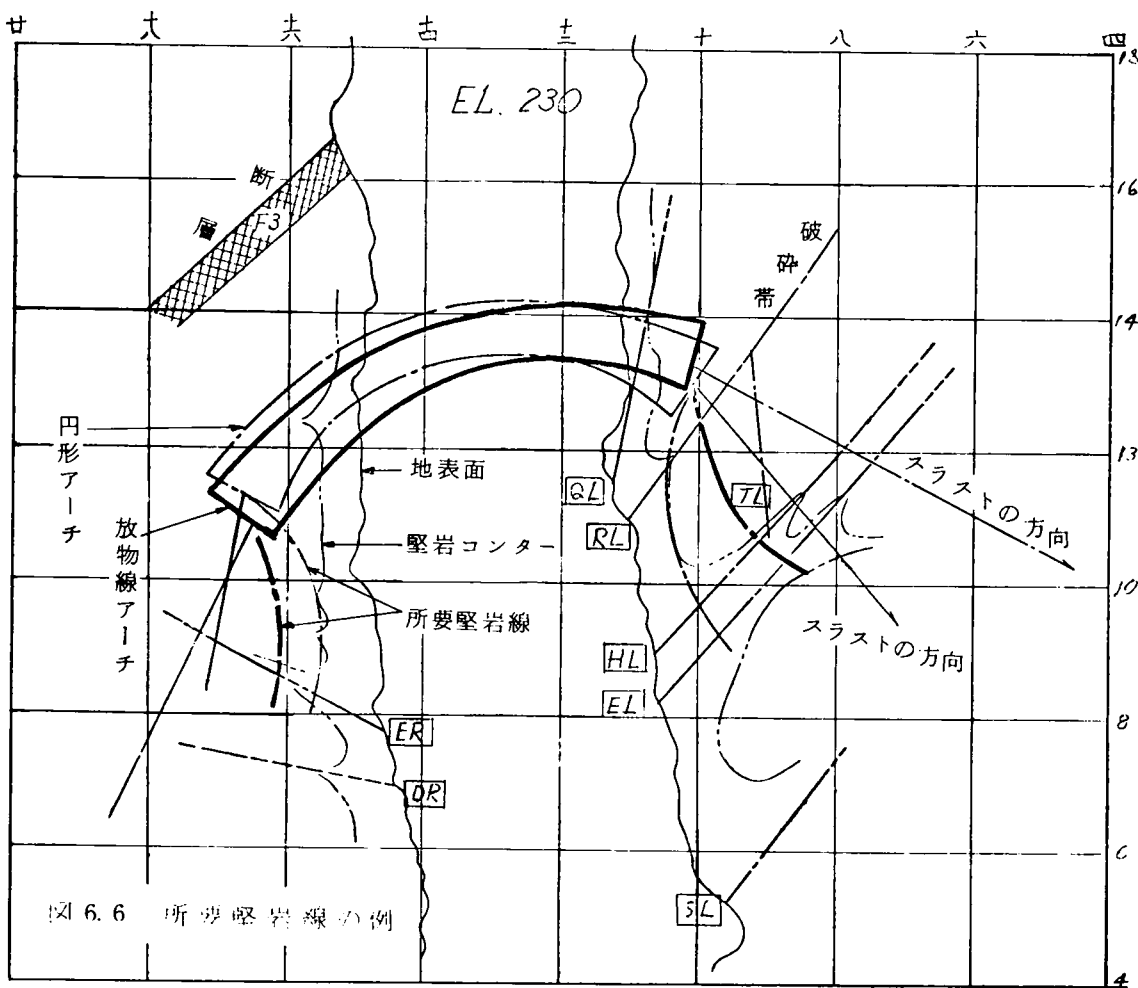


図 6.6 所要堅岩線の例

この簡易方法はすべり面が直線で現れると仮定しているが、計算が極めて容易である。

図-6.3, 6.4には $n=2$, $n=3$, $n=4$ とした時の所要堅岩曲線が示されている。(6.1)式はすべり面全体の強度安全率に相当するものであるので、図-6.3で求めたすべり面沿いの強度点安全率の平均値にかなり近い値を示しており、設計の初期段階に用いる簡易方法としては十分な精度を有するものであることがわかる。

尚、実際のダムの設計にこの所要堅岩線を用いた例を示せば図-6.6の如くである。

この図においては中心角の小さいアーチ(放物線アーチ)と、中心角の大きいアーチ(円形アーチ)との比較も行っているが、次節に述べるアーチスラストの方向が山側に向いた場合には、下流側の山の厚みがかなり少なくてよく、更に断層等に対し、かなり安定性が増すことを示している。このため、断層等の欠点がない場合も、アーチスラストの方向を山側に向ければ、掘削を減少させることも可能であることを示した例であると云い得る。

第 3 節 アーチスラストの方向

従来アーチダムの中心角は 110° 前後が、アーチダムの応力分布からみて最適であるとされ、アーチダムの中心角を変え、スラストの方向を変えることにより、基礎岩盤の安定性を増すことはほとんど検討されていなかった。最初にこの点について指摘したのは駒井、柴田^③で、この考え方を川俣ダムに適用し、ダムの応力分布を或る程度犠牲にして基礎岩盤の安定性を増加させることを計った。その後、飯田^④の研究により、三心アーチ放物線アーチを採用すれば、ダムの応力分布を悪化させることなく、中心角の小さなアーチダムを設計することが可能となり、アーチスラストの方向を山側に向けることにより、基礎岩盤の安定性を増すことが実際の設計に取り入れられるようになって来た。

このアーチスラストの方向と基礎岩盤の安定性との関係について、第 3 章に述べた安定解析方法を用いて検討を加えてみよう。

先ず谷が川にほぼ平行で、岩盤が半無限板で代表される場合について考察しよう。アーチスラストが境界面の法線に対し ($\alpha =$) $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ の傾きで作用する場合の応力分布を求めると図-6.7 の如くである。またこれから各点の強度点安全率を求め、すべり線を求めると図-6.8 の如くである。またこれらの結果を表示すれば表-6.2 の通りである。

なお、この場合アーチスラストは 1.000 t/m としており、岩盤の強度は $\tau_0 = 200 \text{ t/m}^2$, $f = 1.0$ としている。これからも明らかなように、アーチスラストの方向は基礎岩盤の安定性に極めて強い関係を持つている。

更に岩盤内に、ダムの下流側で岩盤の表面に出て来るような断層、節理等が存在し、すべり面がこれに乗り移る可能性がある場合には、すべり面が短くなり安全率がかなり低下する。そこでアーチスラストの方向および弱層面の方向、乗り移り、安全率の関係について検討してみよう。図-6.9 は弱層面が夫々岩盤の表面に対し ($\beta =$) $15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の角度をなしているときの各スラストの方向と、弱層沿いの点安全率、弱層がない場合の点安全率と、乗り移りすべり線(実線)を示している。なおこの場合の弱層の強度は $\tau_0 = 20 \text{ t/m}^2$, $f = 0.3$ とし、弱層の存在による応力分布の変化はないものとして求めている。

これらの図から明らかなように、アーチスラストの方向と弱層面の方向とが小さな角度で交わっている場合には、かなり浅い位置で乗

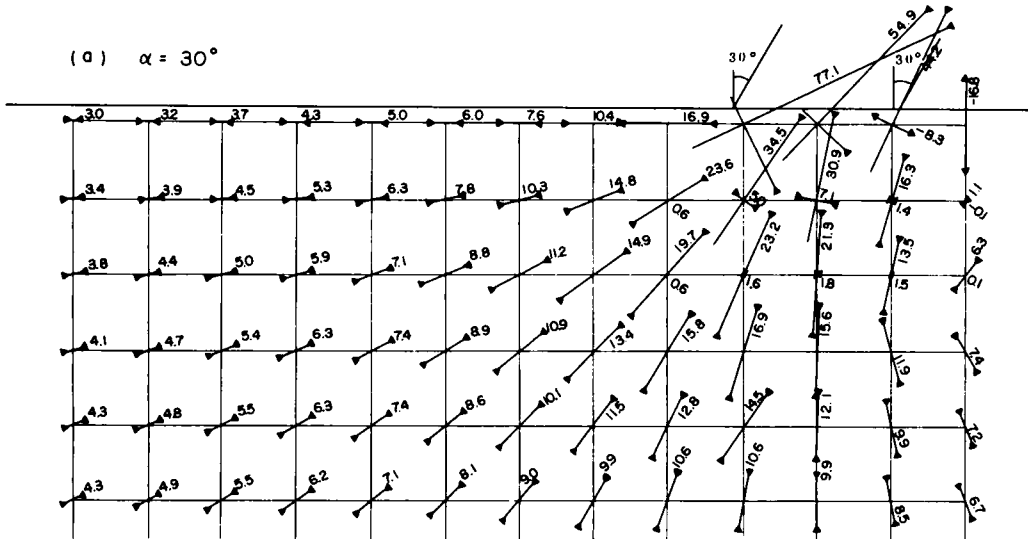
り移りが生じ、平均の点安全率の低下も著しい。逆にアーチスラストの方向と弱層面の方向とが直角に近づくに従って、深い位置で乗り移りが生じ、安全率の低下も少なくなる。これらの関係は表-6.3 にまとめて示した。

表-6.2 アーチスラストの方向と半無限体内のすべり安全率の関係

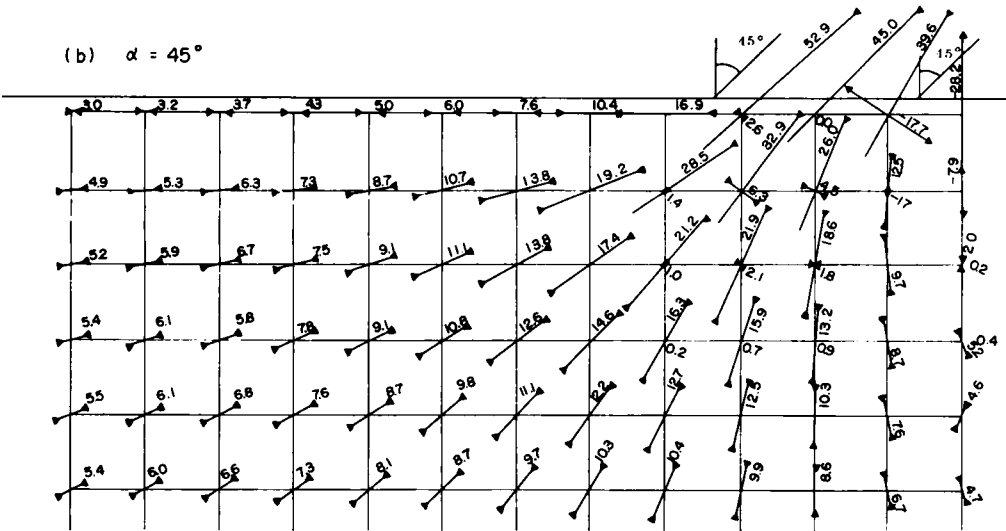
| アーチスラストの方向 | すべり面沿いの平均の点安全率 |
|------------|----------------|
| 30° | 5.8 |
| 45° | 4.9 |
| 60° | 4.2 |

0 10 20 30 40 kg/cm^2

(a) $\alpha = 30^\circ$



(b) $\alpha = 45^\circ$



(c) $\alpha = 60^\circ$

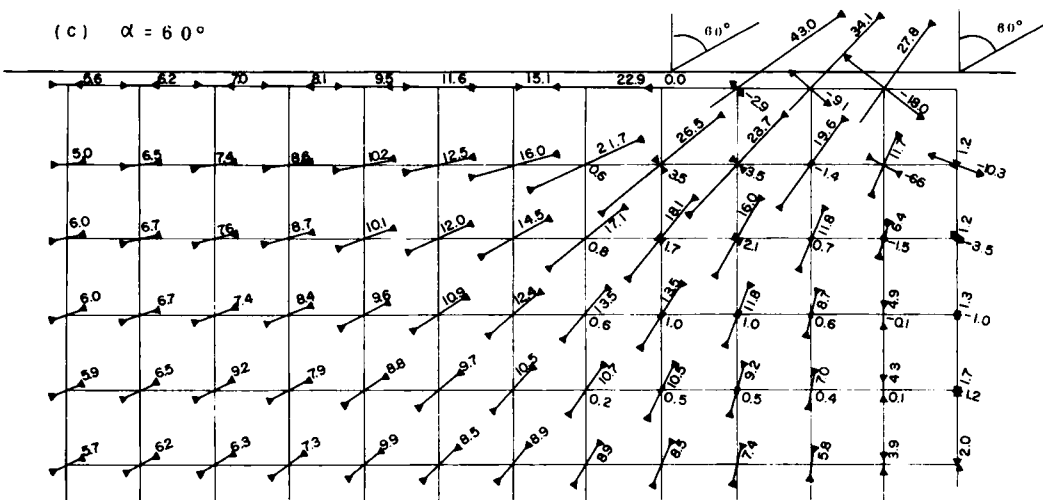


図 - 6.7 アーチスラストの方向と半無限体内主応力との関係

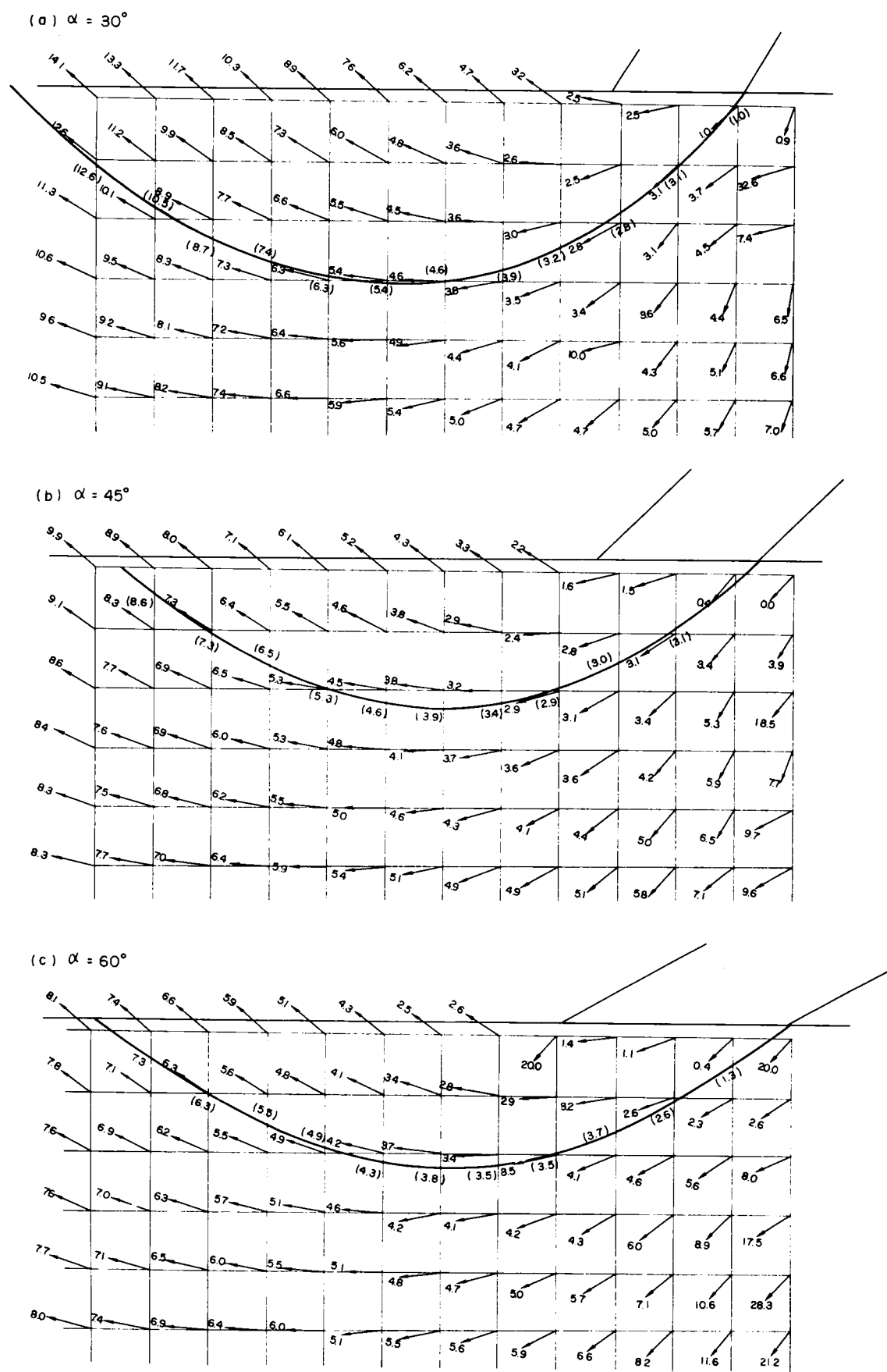


図- 6. 8 アーチスラストの方向と半無限体内強度点安全率およびすべり面との関係

しかし、弱層面に対して、アーチスラストが逆向に（上流側にすべるような方向に）作用している場合でも、スラスト線より下流側では主応力の方向が下流向にかわるので、乗り移りは生じ安全率が低下しているが、その度合は小さい。また、アーチスラストの方向と弱層面のなす角が同じ場合には、アーチスラストの方向がねてくる程、（ α が大きくなる程）境界面近くの主応力の方向とアーチスラストの方向の差が小さいので、安全率の低下は小さいようである。

表-6.3 アーチスラストの方向、弱層面の方向とすべり面沿いの平均の点安全率

| アーチスラストの方向 | 弱層面の方向 | すべり面沿いの平均の点安全率 |
|---------------------|--------------------|----------------|
| $\alpha = 30^\circ$ | $\beta = 15^\circ$ | 1.4 |
| | $\beta = 30^\circ$ | 1.7 |
| | $\beta = 45^\circ$ | 2.4 |
| $\alpha = 45^\circ$ | $\beta = 15^\circ$ | 1.1 |
| | $\beta = 30^\circ$ | 1.5 |
| | $\beta = 45^\circ$ | 2.0 |
| $\alpha = 60^\circ$ | $\beta = 15^\circ$ | 0.8 |
| | $\beta = 30^\circ$ | 1.3 |
| | $\beta = 45^\circ$ | 1.9 |

いずれにせよ岩盤内に弱層がある場合に、アーチスラストの方向は極めて重要で、極力アーチスラストを弱層面に垂直ないし、逆向にかけるように配慮する必要があることが明らかである。

なお、この解析では弱層の存在により、応力分布はかわらないとしているが、実際には弱層を通してせん断応力が伝わりにくいので安全率の低下は更に大きくなる。

以上アーチスラストの方向が基礎岩盤の安定性に大きな影響を与えており、弱層が存在する場合には乗り移りが生じ、安全率が低下する問題についても、大きな影響を与えていることを半無限板を例にとつて明らかにした。

下流側の岩盤の厚みがない場合のアーチスラストの方向の影響についても、興味ある問題であるが、これについては一般論的に扱った計算値や実験値がないので、ここでは省略し、次節の実例でEダムでの解析結果によりふれることにする。

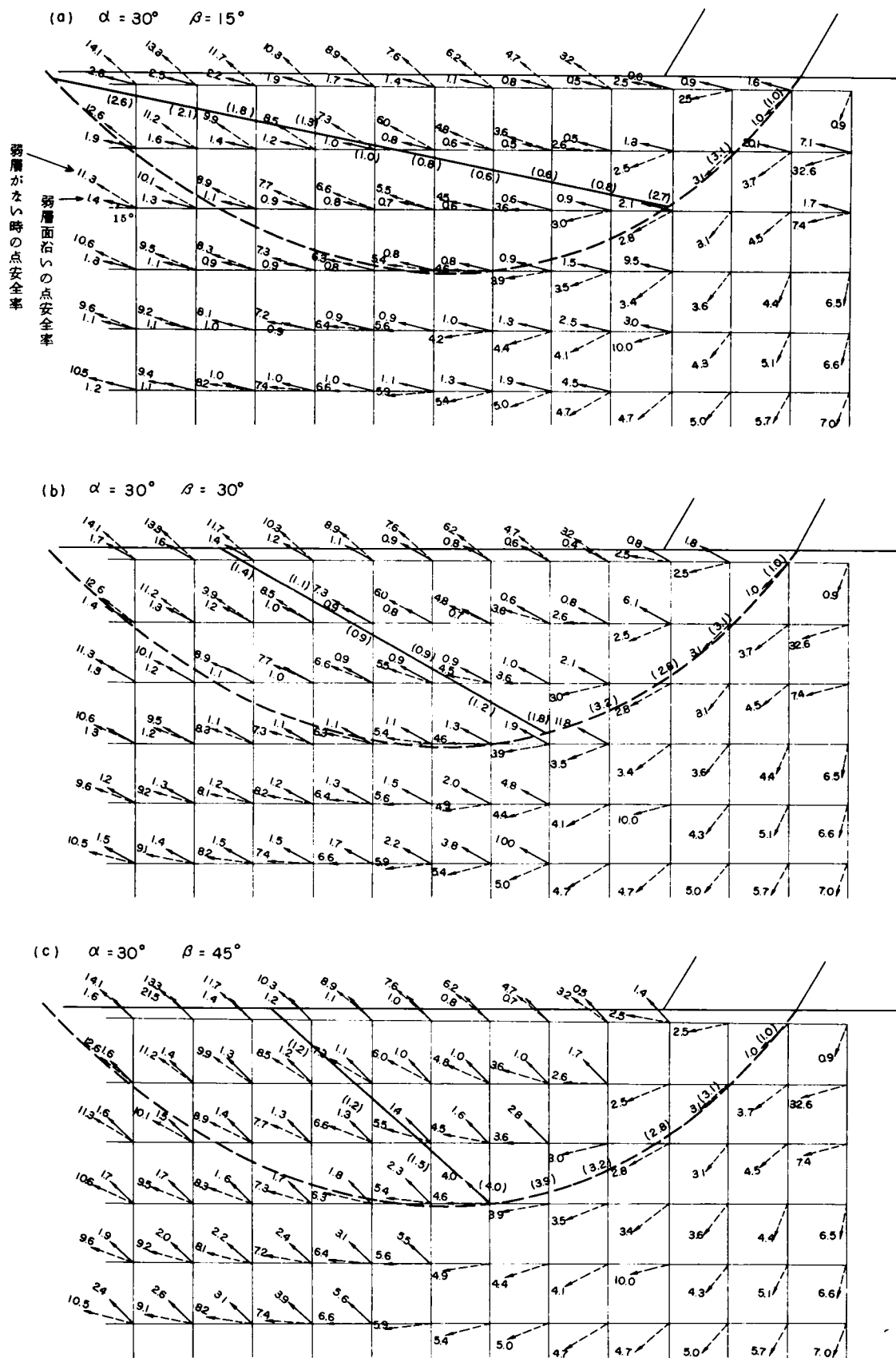
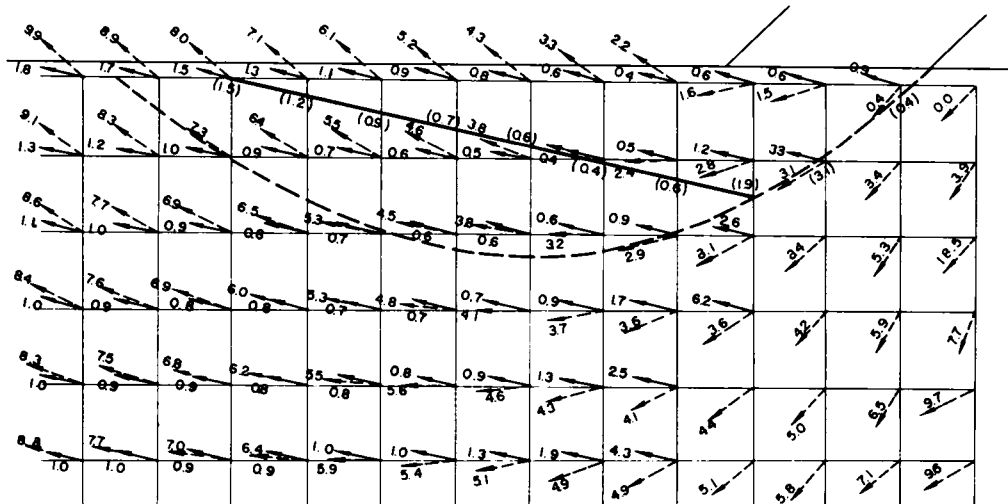
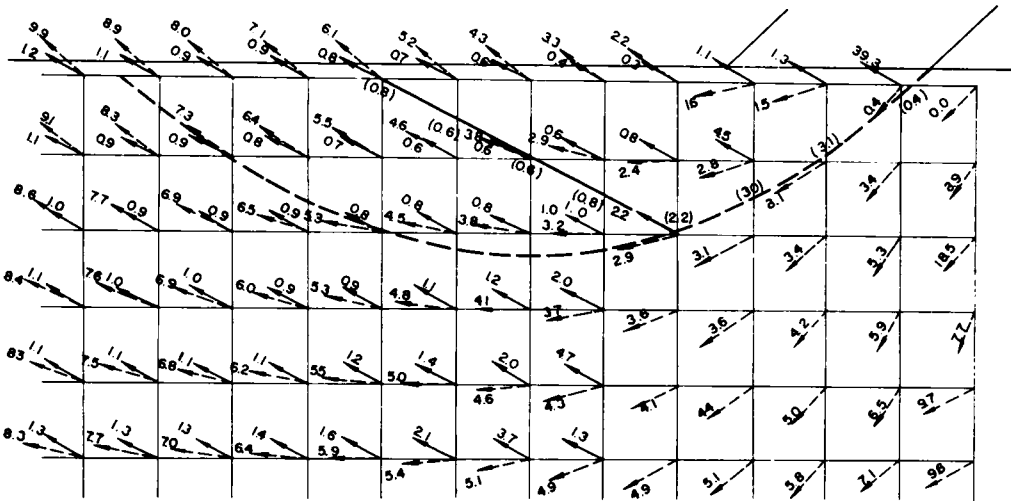


図-6.9 アーチスラストの方向，弱層面の方向と弱層面沿いのすべり安全率と乗り移りすべり面との関係

(d) $\alpha = 45^\circ$ $\beta = 15^\circ$



(e) $\alpha = 45^\circ$ $\beta = 30^\circ$



(f) $\alpha = 45^\circ$ $\beta = 45^\circ$

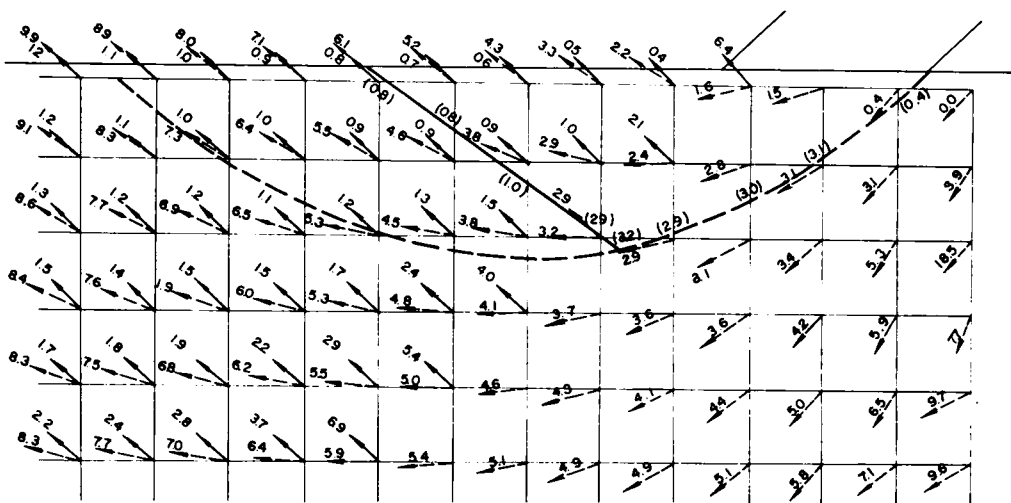
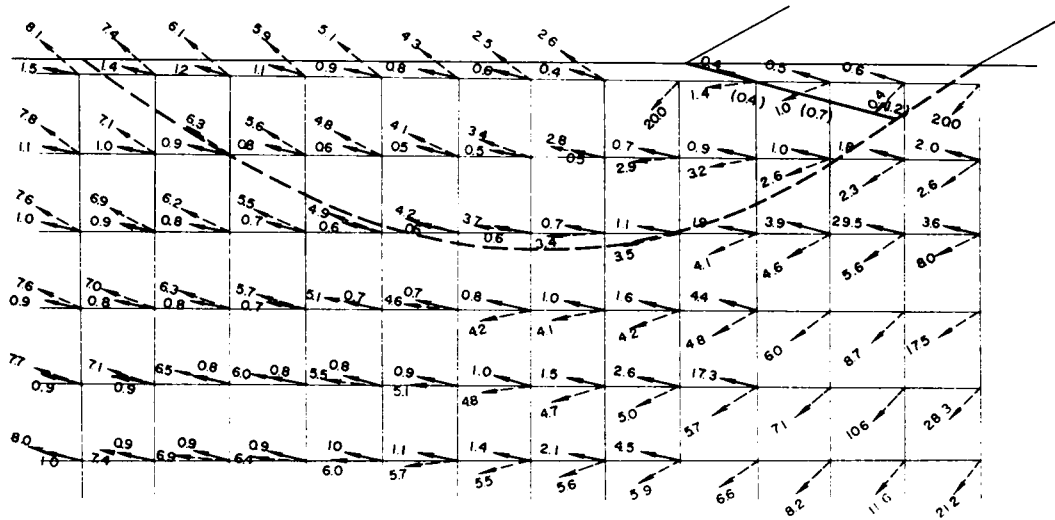
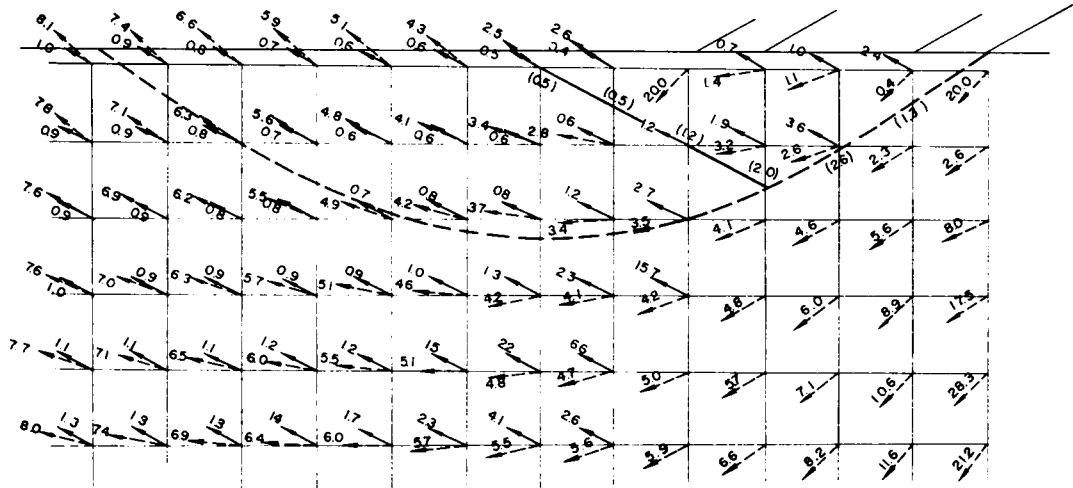


図-6.9 アーチスラストの方向，弱層面の方向と弱層面沿いのすべり安全率と乗り移りすべり面との関係

(g) $\alpha = 60^\circ$ $\beta = 15^\circ$



(h) $\alpha = 60^\circ$ $\beta = 30^\circ$



(i) $\alpha = 60^\circ$ $\beta = 45^\circ$

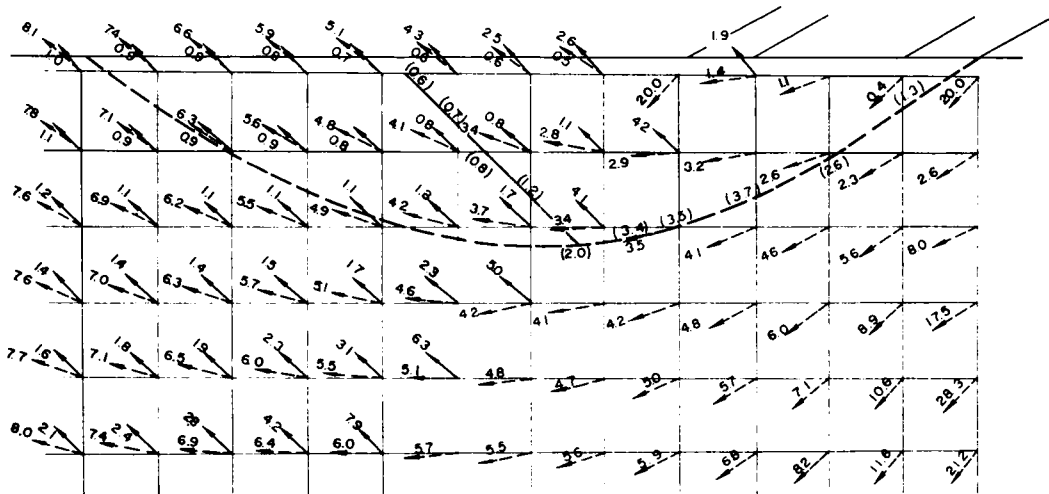


図-6.9 アーチスラストの方向，弱層面の方向と弱層面沿いのすべり安全率と乗り移りすべり面との関係

第4節 アーチダム基礎処理設計の実例

本章第2節、第3節に述べた事項の応用例としてEダムの設計について述べることにしよう。

4.1. 地形，地質概況

Eダムのダムサイトは安山岩から成り、地形的には図-6.10に示すように、ダムの直下流で狭窄部をなし、その下流で、右岸側では沢が切り込み、左岸側では河が左岸側に曲るために岩盤が後退しており、兩岸とも下流側の岩盤の厚みが小さくなっている。一方ダムの上流側は谷が広くなっており、下流側の岩盤の厚みをとるためにダムを上流に移せば、ダムのスパンが広がり、コンクリート量が増加するのみならず、ダムから岩盤に作用する力も大きくなり、ダムの位置および形状の撰定は極めて重要な問題であつた。

地質状態を示した図-6.11についてみると、このダムサイトはA、B、2種の熔岩から成り、もともとB熔岩があつた所に新たにA熔岩が噴出し、A熔岩の中を川が侵蝕し、谷が形成されたものと考えられる。B熔岩はポーラスで軟く、A熔岩は比較的堅硬であるが割れ目が発達している。このA熔岩とB熔岩との境は、左岸では河にはほぼ平行して、地表より60m位奥にあり、下流側では川が左岸側に曲つているために地表に現れている。右岸側ではこの2種の熔岩の接触部は上流側で地表に現れているが、ダムのアバットメント付近および下流側では左岸と同様に河にはほぼ平行で、その位置も標高が下るに従つて奥になつている。この2種の熔岩の接触部は変質も著しく、破碎されている。

A熔岩は岩質は堅硬で、特に右岸側は良好であるが、左岸では割れ目が多く、地表とA、B熔岩の接触部の間に3本の破碎帯が存在している。

以上のような状況から、右岸では上部の岩盤の安定性に問題はあるが、下部は比較的問題は少ない。しかし、左岸では全般に岩盤の安定性に問題があると考えられた。

左岸側の基礎岩盤の安定性の問題点を要約すると、

- (1) 地形的にみて、下流側の岩盤の厚みが少ないこと。
- (2) A、B熔岩の境界の変質部が地表からほぼ60m位の位置に河にはほぼ平行に存在し、更にA熔岩内に変質部にはほぼ平行した破碎帯が3本存在している。これら接触部と破碎帯は、下流で河が左岸側に曲つているため、地表に現われており、ダムからの力を受けた場合に、すべり面がこれらの破碎帯に乗りうつり安全率が小さくなること。

である。以上の点を検討するために一連の研究を行つた。

4.2. ダムの位置およびダムの形状の検討

このダムサイトの左岸側は前項に示したような問題点があつた。これらのうち(1)についてはダムの位置を上流に移せば解決されるが、谷が広がるためにコンクリート量が増加し、更にダムより岩盤に伝達される力も増加する。一方(2)についてはアーチスラストの方向を出来るだけ山側

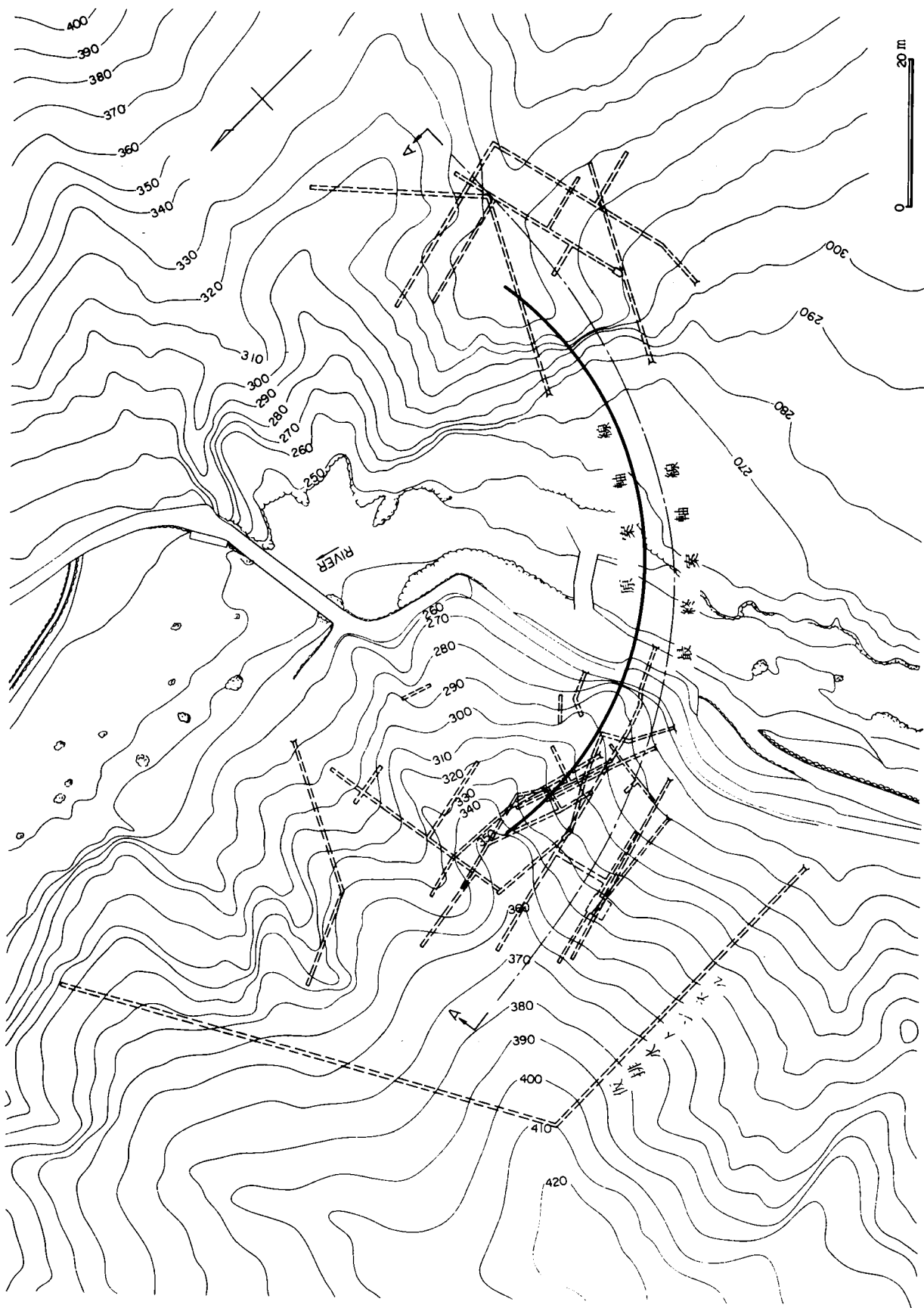


図-6.10 Eアーチダム附近の地形図

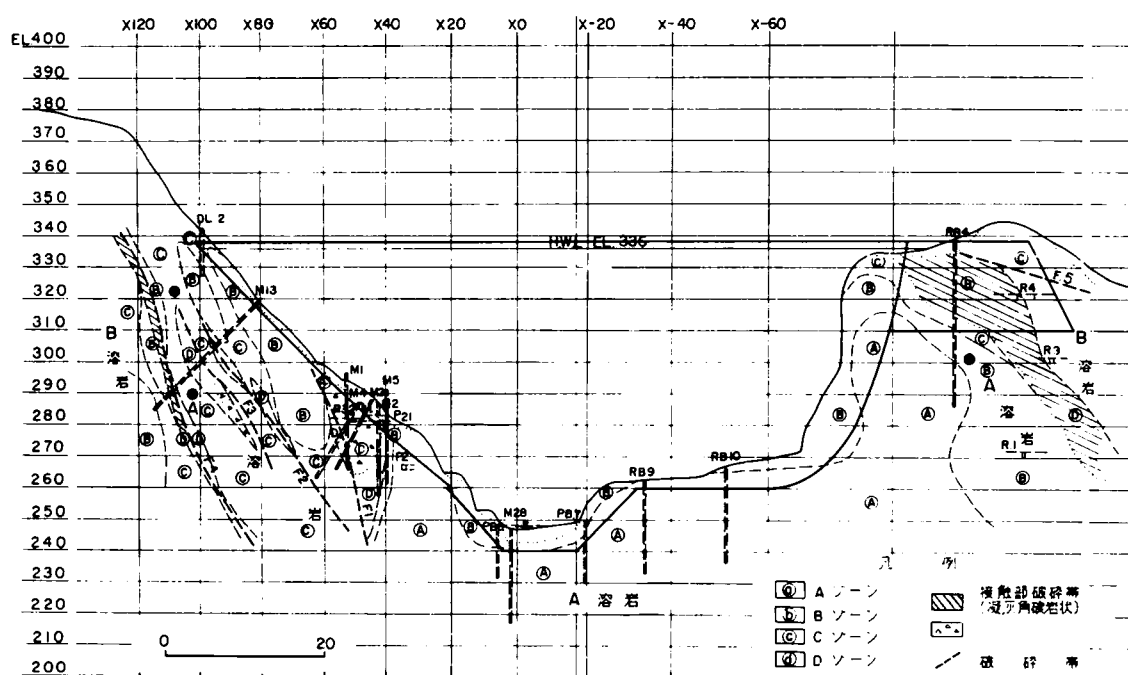


図-6.1.1 地質図
(a) 鉛直断面図

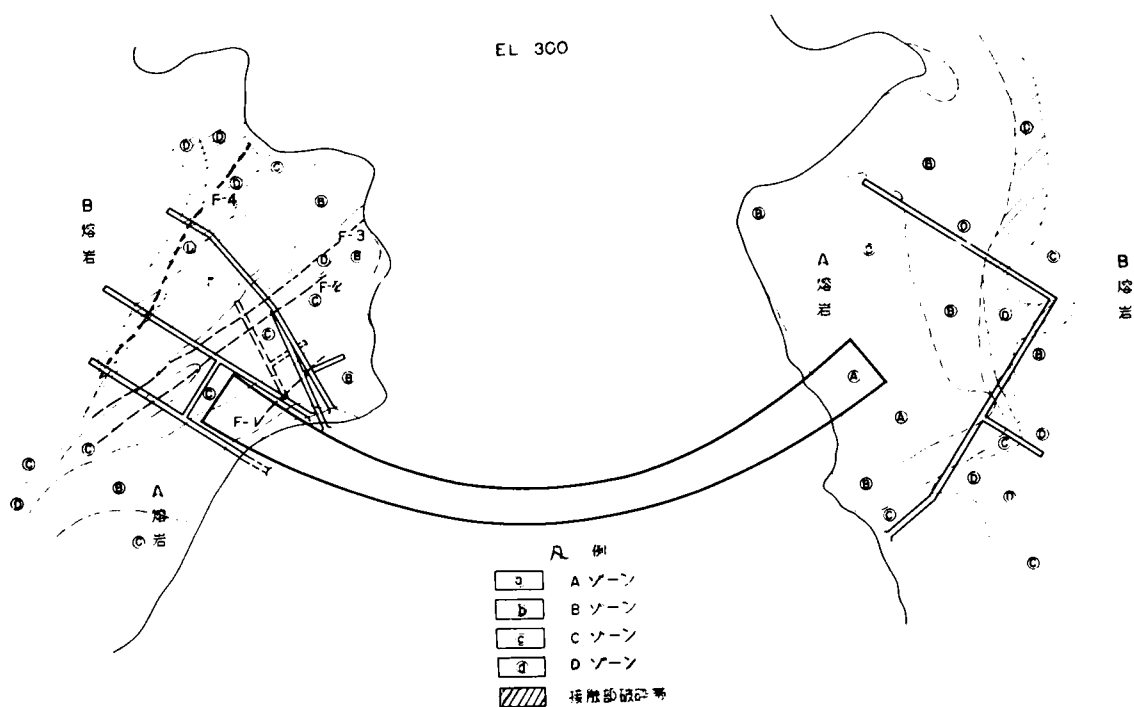


図-(b) 地質平面図(1)

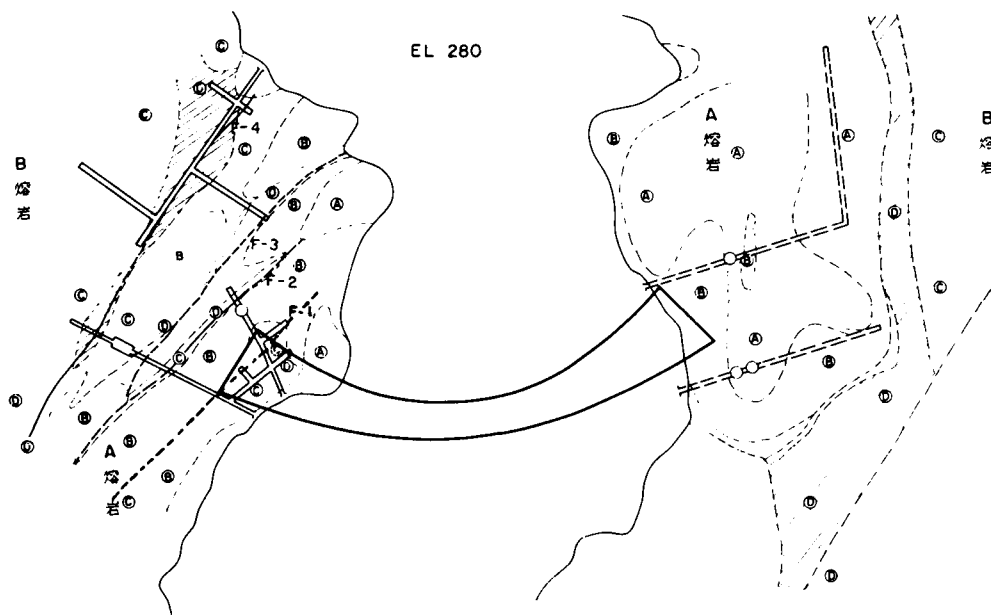


図-(c) 地質平面図(2)

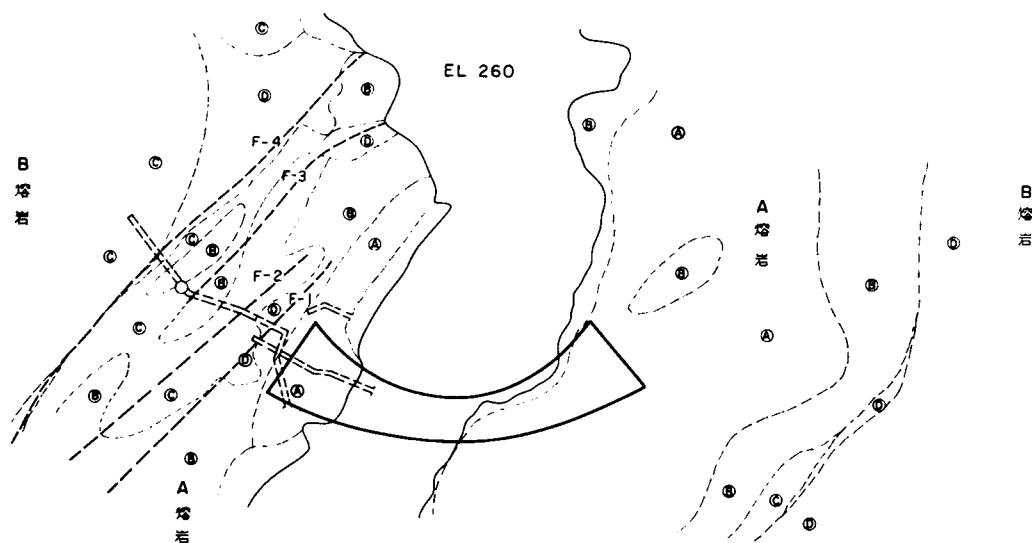


図-(d) 地質平面図(3)

に向け、接触部および破碎帯に直角ないし、上流向に作用せしめるように留意すればよい。この場合にはダムを位置を上流に移さなくとも(1)の問題に対しても有利になる。しかし、アーチの中心角を減らすことなしにアーチスラストを山側に向けるようにすれば、右岸側ではアーチスラストの方向が川側に変化し、右岸の岩盤の安定性を低下させることになる。このため

- (1) ダムの位置をどのように撰定すべきか、
- (2) アーチの中心角をどの程度まで小さくし得るか、
- (3) 前記2項の検討の結果決つたダムに対し、岩盤はどの程度の安全率を有しているか、

(4) 若し、安全率が不足している場合どのような基礎処理を行うべきか、

について一連の研究を行うことにした。

当初調査段階において計画されていたダムは図-6.10の実線の位置であつた。この位置では明らかに下流側の岩盤の厚みは小さく、アーチスラストも下流に向きすぎ、左岸の中間標高ではアーチスラストが沢のごく近くを通つている。このため予備実験として標高300mと260mについて光弾性模型により原案の位置、20m上流に移した位置および40m上流に移した位置の各々に対し、アーチスラストが原案の方向、 10° 山側に向いた方向、 20° 山側に向いた方向について、 $2 \times 3 \times 3 = 18$ ケースの実験を行い岩盤表面の応力を測定した。その結果

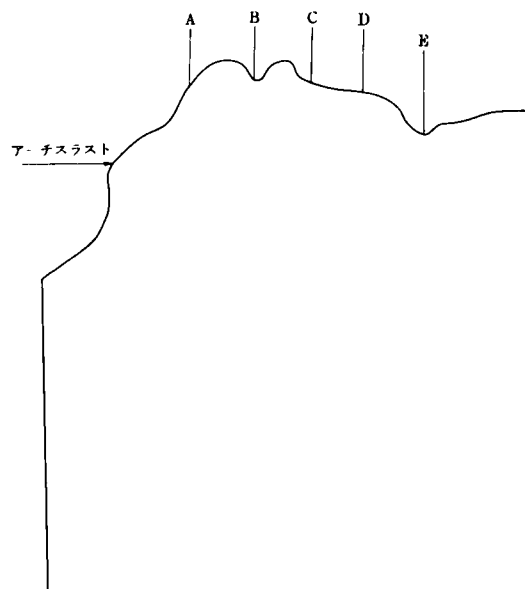


図-6.12(a) 岩盤表面応力測定箇所図

の中E L, 260mでの等色縞は図-6.12に示す如くであり、岩盤表面の応力分布は表-6.4に示す如くである。

これらの実験結果から見るに、原案のダムの位置およびアーチスラストの方向では、岩盤表面の応力は極めて大きく、岩盤内に破砕帯が存在することからみて、ダムの位置および、アーチスラストの方向を変更する必要があると考えられた。一方アーチスラストの方向およびダムの位置を変えることの影響は、極めてはつきりと現れており、アーチスラストの方向を 10° 山側に変える毎に凡そ15%、ダムの位置を20m上流に移す毎に凡そ20%岩盤表面の応力が低下している。

この実験はダムの位置を凡そ決めるための予備実験として行い、表面応力のみを求め、内部応力を求めなかつたので、岩盤の安全率がどのように変化しているかをみることは出来ないが、これらの表面応力の変化と図-6.2と表6.1の値とを対比してみれば、下流側の岩盤の厚みが少ない場合に、アーチスラストの方向およびダムの位置が如何に重要であることを示す実験であると云い得る。

この実験と平行して、ダムの位置を20m、40m上流に移した位置でのダムの検討を行つたところ、20m上流に移した位置ではコンクリート量、応力とも10%程度増加するだけであるが、40m上流に移した位置では、コンクリート量、応力とも急激に増加することがわかつたので、ダムを全体として20m上流に移すと共に、 5° 程度ねじつて左岸側を上流に出し、更に、出来るだけアーチの中心角を小さくして、アーチスラストの方向を山側に向けるように設計することにした。

表 6.4 岩盤表面の応力分布

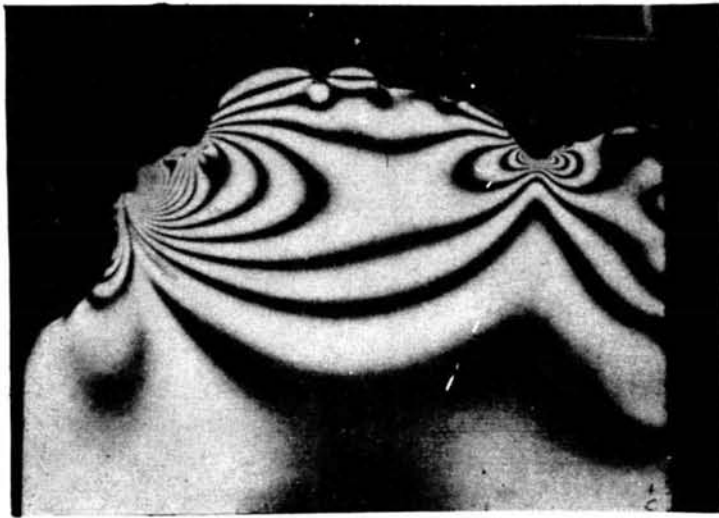
| 標 高 | 載荷点(m) | 角 度(度) | A | B | C | D | E |
|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|
| EL260m | up | 0 | 1.717 | 3.434 | 3.434 | 1.717 | 15.453 |
| | | 10 | 0.614 | 1.383 | 1.934 | 0.829 | 12.435 |
| | | 20 | 0 | 1.090 | 2.454 | 0.819 | 9.549 |
| | " | 0 | 0.645 | 2.580 | 1.934 | 1.292 | 12.904 |
| | | 10 | 0 | 1.487 | 2.083 | 0.892 | 10.409 |
| | | 20 | 0.520 | 0.520 | 1.556 | 0.778 | 9.076 |
| | " | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 8.705 |
| | | 10 | 0.161 | 0 | 0.318 | 0.797 | 7.161 |
| | | 20 | 0 | 0.482 | 0 | 0 | 5.535 |

軸線移動

スラスト方向

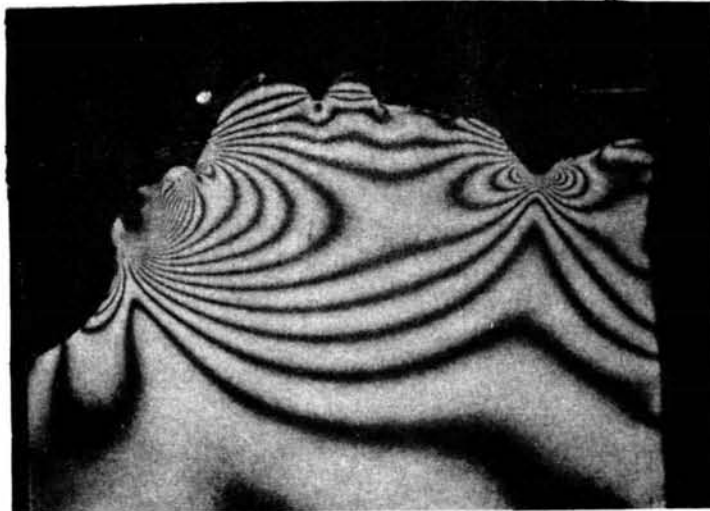
Up 0

0°



Up 0

10°



Up 0

20°

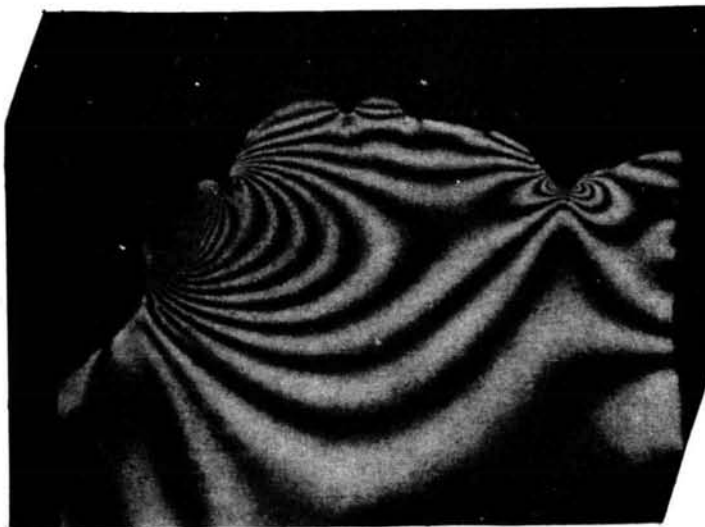


図-6.12(b) EL, 260mの等色縞線

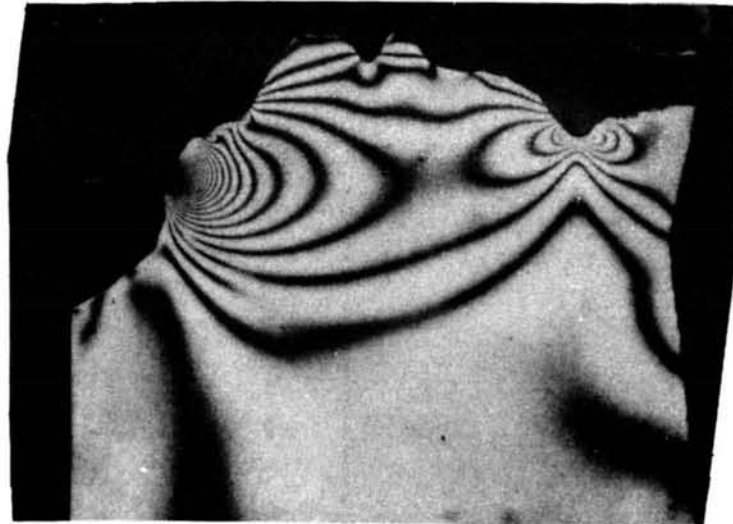
Up 20

0°



Up 20

10°



Up 20

20°

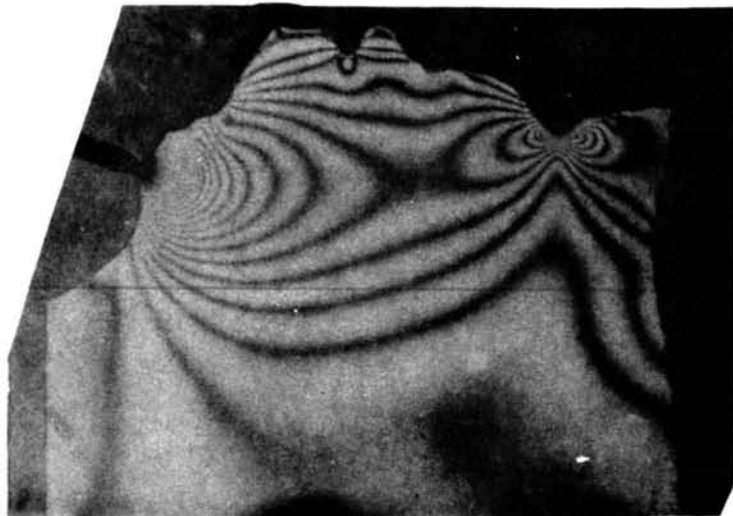


図-6.12(b) EL, 260mの等色縞線

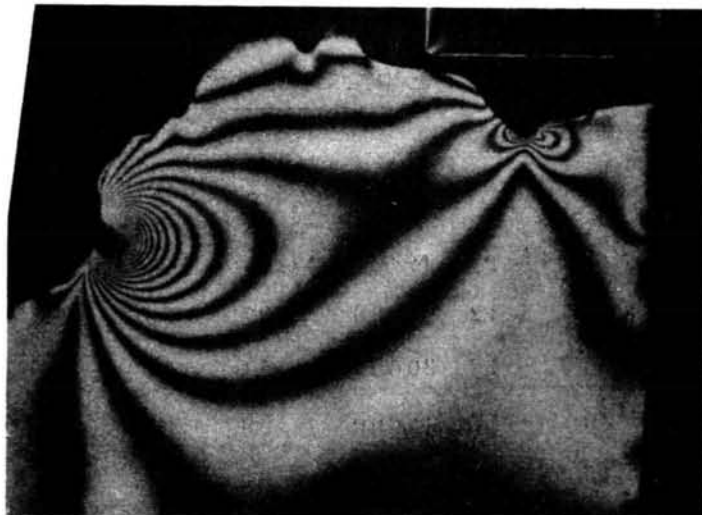
Up 40

0°



Up .40

10°



Up 40

20°



図-6.12(b) EL, 260mの等色縞線

たまたま、ダム本体の研究から三心アーチまたは放物線アーチを採用することにより、ダム本体の応力分布を損うことなく、アーチの中心角をかなり小さくすることが出来ることが明らかとなつたので、本ダムの設計においても三心アーチを用いて設計し、最大中心角を 8° 前後にすることが出来た。このため原案に比してアーチ中心角は約 3° 小さくなり、ダムの位置をねじつたことゝ合せて、左岸でのアーチスラストの方向は凡そ 15° 、原案に比して山側に向けられることになつた。なお以上の検討から決定されたダムの位置および形状は、図-6.10では一点破線で図-6.11では実線で示されている。

4.3. 岩盤の安定解析 (1) —— 2次元模型実験

前項に行つた検討により決定されたダムについて、左岸の岩盤の安全率がどの程度あるかについて一連の研究を進める必要が生じて来た。

一方前項に述べた検討と平行して、現地で一連の地質調査および岩盤試験が行われ、図-6.11に示すような A, B, C, D の岩盤区分が行われ、その各々の区分の力学的性質は表-6.5に示す数値設計を用いることにした。

表-6.5 実物と模型での諸元比較 (S^NM-5-72)

| | | 実 物 | | | 模 型 | | | | |
|-----------|---|---------------------------------------|--|---------------------|---------------------------------------|--|---------------------|----------------|---------------------------------------|
| | | 弾性係数 (E_p) kg/cm^2 | 粘着性強度 (τ_{op}) t/m^2 | 内部摩擦係数 (f_p) | 弾性係数 (E_m) kg/cm^2 | 粘着性強度 (τ_{om}) kg/cm^2 | 内部摩擦係数 (f_m) | 水 (W) 石膏(p) | 材料試験 (E_m) kg/cm^2 |
| 岩 盤 | B | 60,000 | 200 | 1.2 | 60,000 | 9.7 | 0.80 | 0.65 | 52,000 |
| | C | 40,000 | 100 | 1.2 | 30,000 | 6.1 | 0.68 | 1.05 | 26,000 |
| Fault | D | 30,000 | 30 | 1.2 | 15,000 | 3.9 | 0.54 | 1.70 | 13,000 |
| Transient | D | 20,000 | 10 | 1.2 | 10,000 | 3.0 | 0.45 | 2.40 | 9,000 |
| 岩 盤 | D | 30,000 | 50 | 1.2 | 30,000 | 6.1 | 0.68 | 1.05 | 26,000 |

これらの地質図にもとずき石膏と珪藻土の混合物により、図-6.13に示すような縮尺 $1/100$ の模型を作製した。なお各部分の材料の配合および力学的性質は表-6.5に示されている。

これらの実験により得られた応力分布を示せば図-6.14の如くである。また応力測定に次いで行われた破壊実験の結果を示せば図-6.15の如くである。

さてこれらの応力分布により各点の点安全率を求めるに当つて、第3章に述べたように荷重点安全率と強度点安全率と2種類あるが、前述したように一般に強度点安全率の方がすべり面も小さく、安全率の値も小さな値を示すので、こゝでは強度点安全率により検討を進めることにする。

まずこれらの応力分布により破碎帯 (F_1, F_2, F_3) および接触部において、のり移りの可能性があるかについて検討を行つた。その結果破碎帯においてはいずれも破碎帯沿いの点安全率の方が、堅岩内のすべり点安全率よりもかなり高い値を示し、乗り移りの可能性はないとの結論に達した。しかし、接触部においては、接触部とB熔岩との境において Y_2 の測線より下流側では、

図-6.16に示すように
接触面沿いの点安全率の
方が低い値を示し、 Y_2 測
線より下流側では乗り移
りの可能性強いことを
示していた。

これらの検討にもとず
いて、各測点の点安全率
および最もすべり易い方
向を示せば図-6.17の
如くであり、これから求
めたすべり面およびすべ
り面上の点安全率は図-
6.18に示されている。
なお図-6.18には破壊
実験により得られた破壊
面も示されているが、両
者はかなりよく一致して
いる。

このようにして求めた
すべり面は点安全率は2.0
以上であり、また平均の
点安全率は標高280m
では3.4、標高260m
では3.6であつた。

以上の検討においては
間隙水圧の影響について
考慮していない。従つて
岩盤を等方均質なものと
仮定して各標高での流線
網を描くと図-6.19の
如くである。

しかし、

- (1) 図-6.19の流線
網は2次的に求め

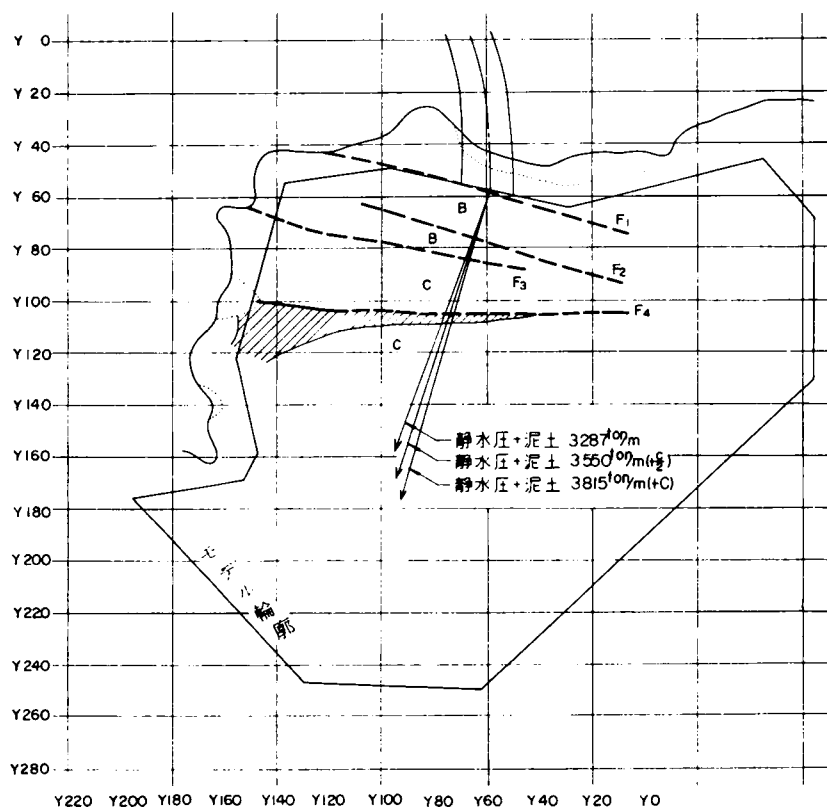
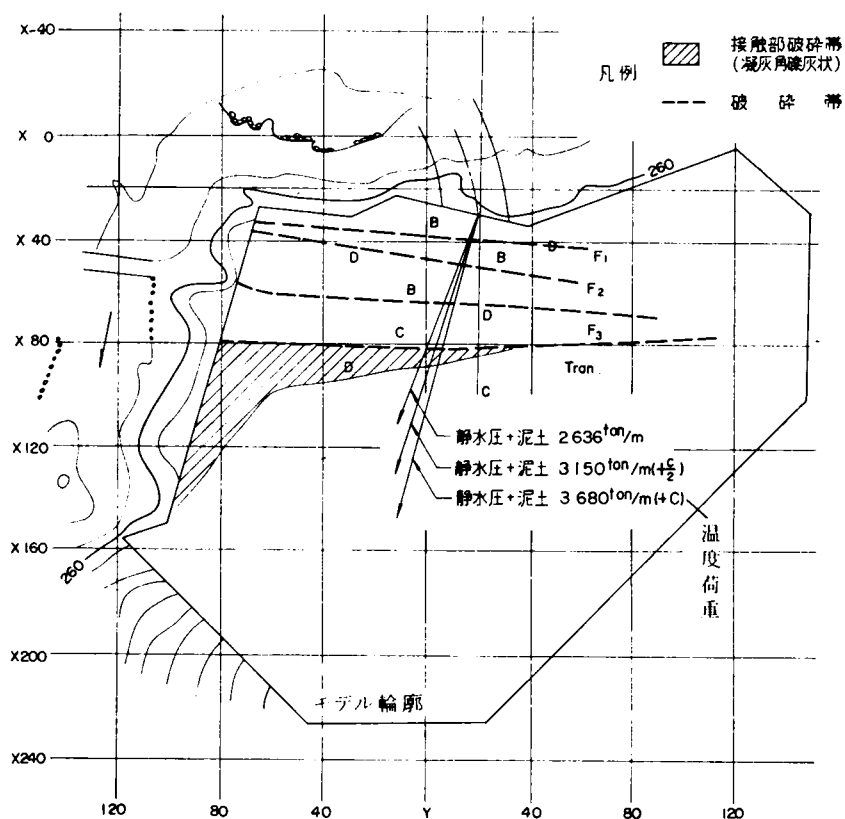


図-6.13 水平スライスおよび荷重条件によるスラスト変化図
(a) EL, 280 m



(b) EL, 260 m

ているが、実際は湛水後の地下水面はこれらの標高では、地表面より内に入ると考えられること

(2) 実際にはカーテングラウト、排水孔等を設けるので、これより圧力を低下し得ると考えられること等により、図-6.19の間隙水圧の50%を間隙水圧として解析を行つた。その結果各点の点安全率は図-6.20の如くなり、間隙水圧を考慮しない場合よりかなり低い値を示しており、最小点安全率および平均の点安全率は標高280mで夫々2.2および3.0、標高260mで2.1および2.7であつた。

これらの値は岩盤の安全率としては稍低い値であるが、これらの検討は2次的に行つたものであり、ダムからの力のほとんどを2次的に水平断面に作用させて行つていたので、実際にはこれよりもかなり高い安全率を示すと考えられた。そこで次項で3次的検討について述べることにする。

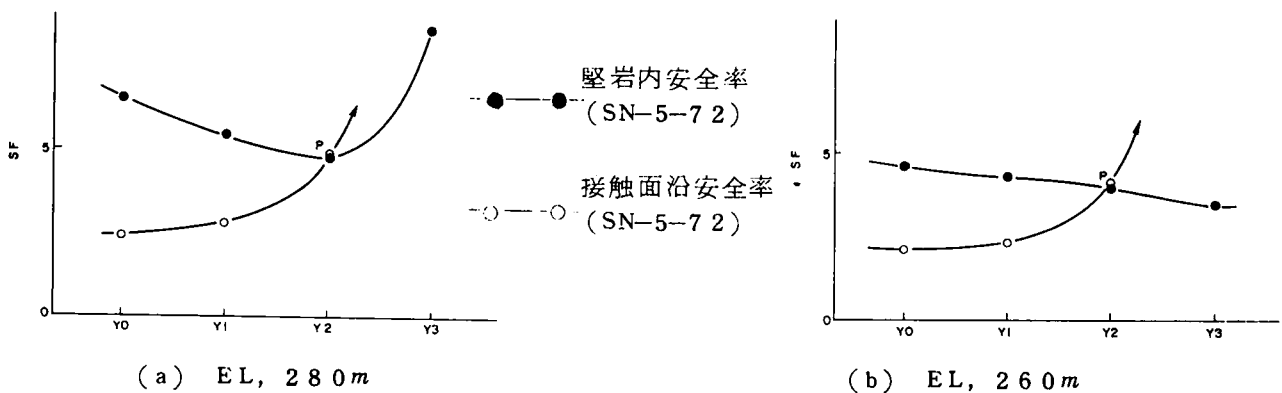


図-6.16 接触面沿いの安全率分布

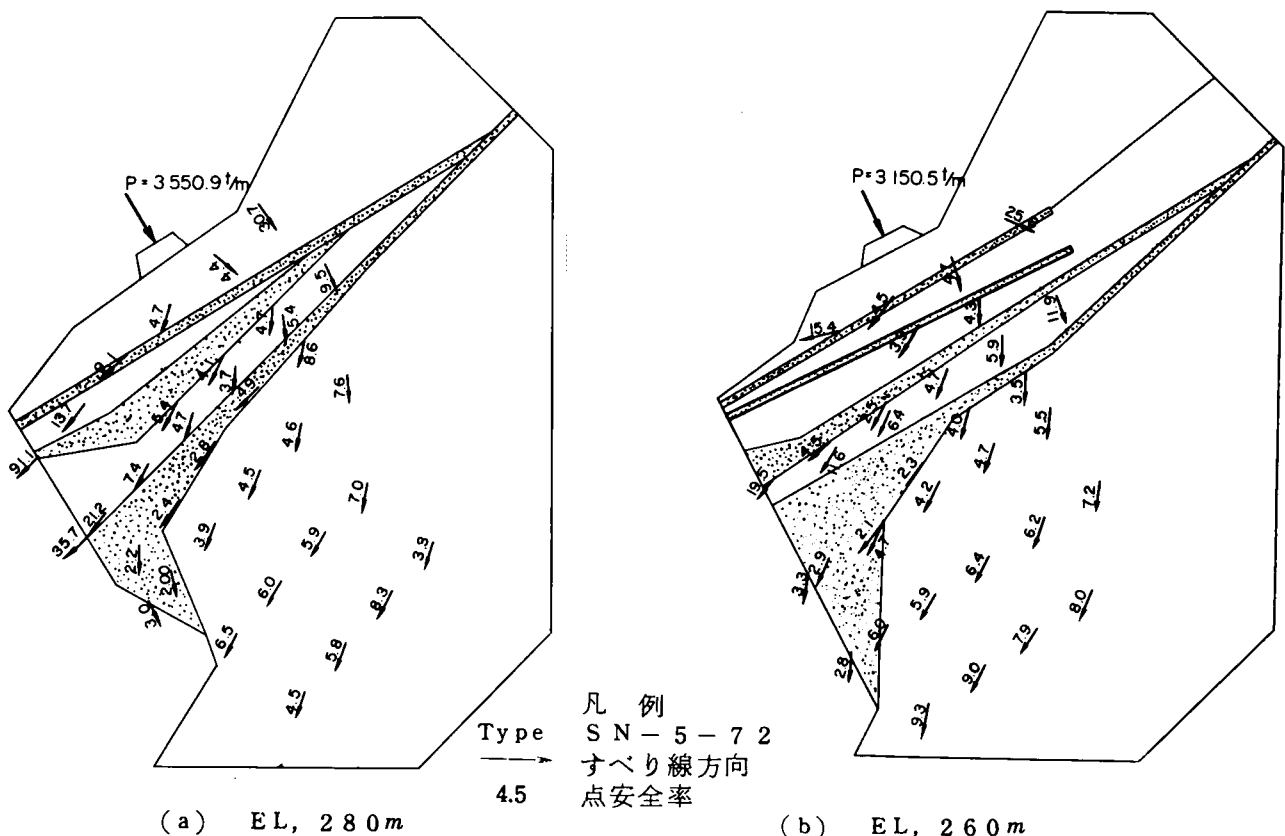
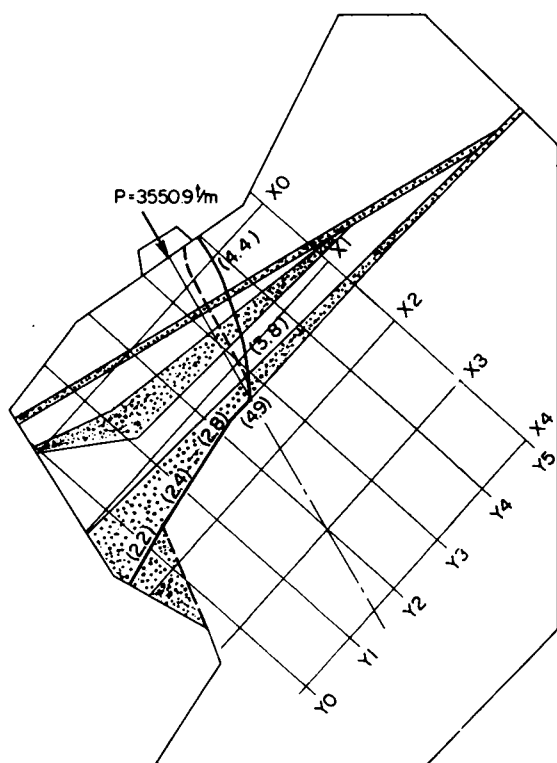
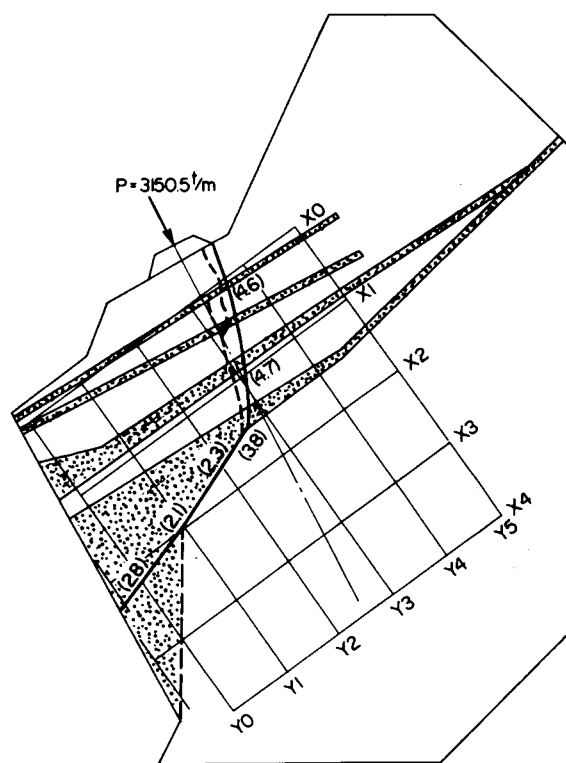


図-6.17 点安全率およびすべり線図 (SN-5-72)

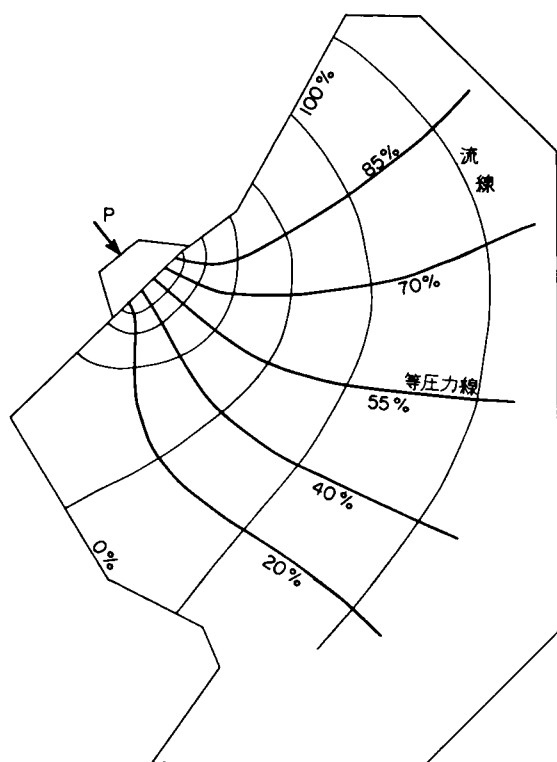


(a) E1, 280m

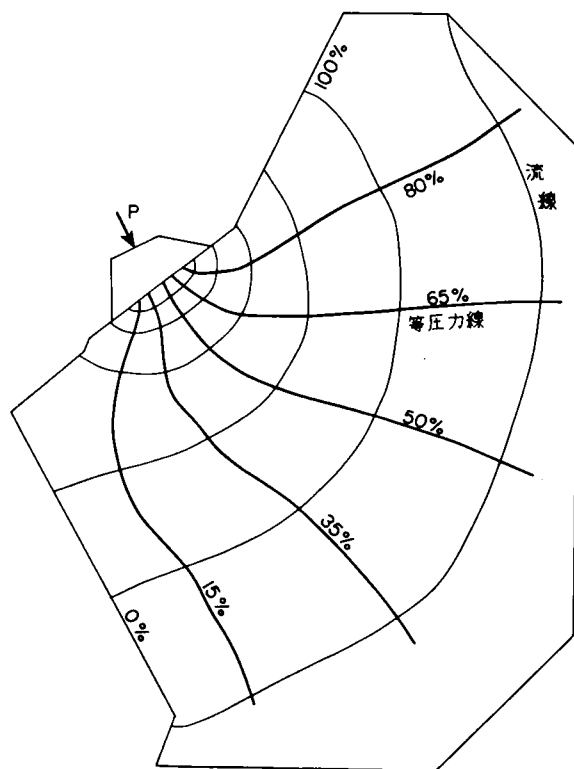


(b) E1, 260m

— 計算から予想されるすべり線
 () その安全率
 - - - 破壊実験結果
 図-6.18 実験と計算によるすべり線の比較



(a) E1, 280m



(b) E1, 260m

図-6.19 流線網

4.4. 安定解析 (2) —— 3 次元解析

前項で行った 2 次元模型実験によつて、二つの標高でのすべり線とすべり線沿いの点安全率の値を求めた。これより他の標高のすべり線を推定し、これらを図示したものは図-6.21 に示されている。これらのすべり線により包絡される面を考え、これについての 3 次元的安全性の検討を行う。

この包絡面を三つの面に分けて検討を加えてみる。

図-6.21 の A B D C は A 熔岩内のすべり線の包絡面を示し、C E F D は A 熔岩と B 熔岩との接触部沿いのすべり線の包絡面を示し、A C E G はすべり面の底面を示す。

A B D C 面は、水平断面でのすべり面の包絡面であると同時に、半径方向鉛直断面でのすべり面の包絡面でもある。

同様に C E F D 面は、水平断面でのすべり面と接線方向鉛直断面でのすべり面とが重なり合つて合成されたすべり曲面である。

また同じく A C E G 面は、半径方向鉛直断面でのすべり面と接線方向鉛直断面でのすべり面の中、水平に近い曲面が重なっている部分である。

これらの鉛直断面での状況を観察するために、接線方向鉛直断面として図-6.21 に示す a-a, b-b, c-c 断面を切ると図-6.22 の如くである。また半径方向鉛直断面として標高 320, 300, 280, 260 m のアバットメント沿いに切ると図-6.23 の如くである。これらの図には破碎帯、岩盤の区分、すべり線の包絡面の位置が記入されている。

さて第 4 章において、直交する 2 つの面内のすべり点安全率を合成する場合に、3 次元点安

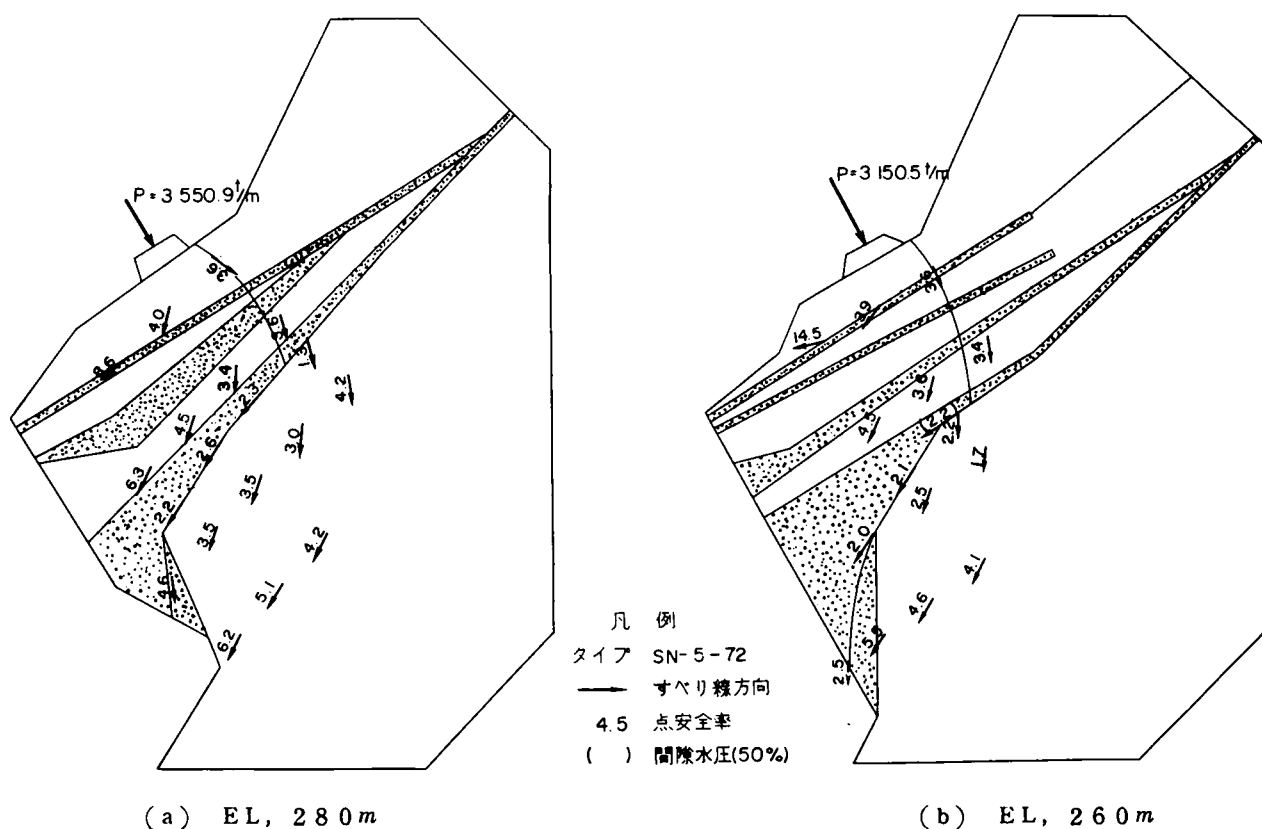


図-6.20 点安全率およびすべり線図(浸透水考慮)

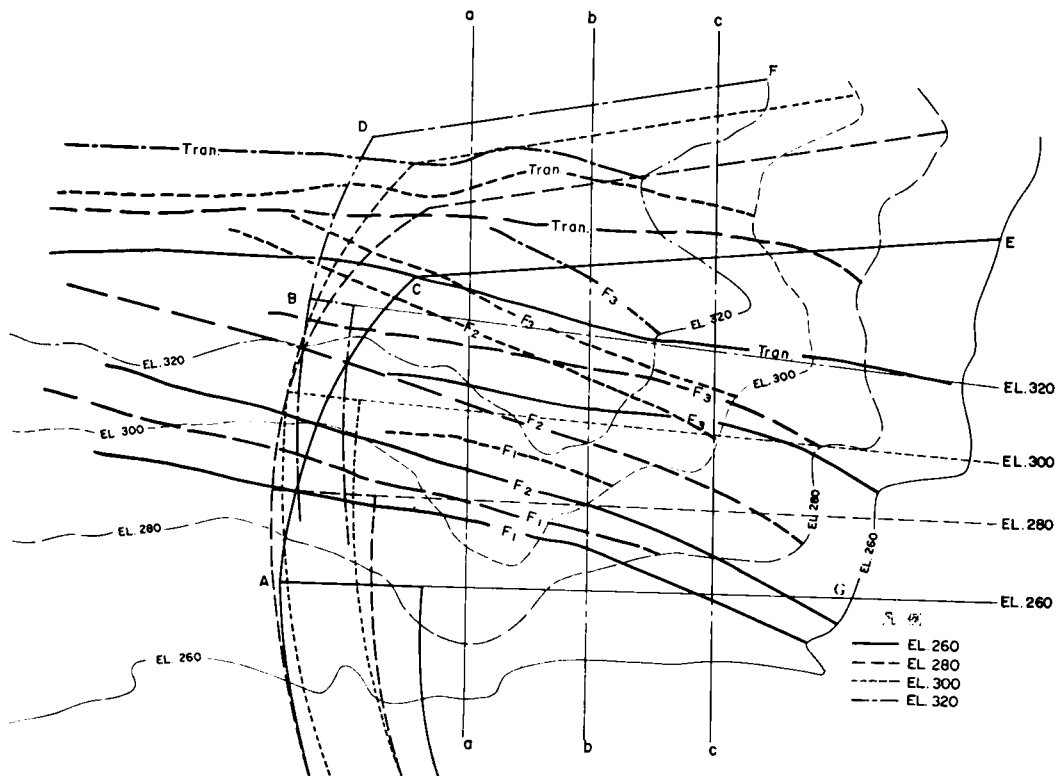


図- 6. 2 1 水平二次元面での限界すべり面

全率は

$$\frac{1}{N} \div \frac{1}{N_{\xi}} + \frac{1}{N_{\zeta}}$$

で表わされることを示した。この関係を使つて、3次元的なすべり面上の点安全率がどのような値をとるかについて考察してみよう。

先ず水平断面での2次元解析において、最も低い点安全率を示したC E F D面について考察してみる。図- 6. 2 2においてa-a, b-b, c-c断面とも、包絡面および接触部のいづれも、自重による応力の第一主応力の方向とほぼ一致し、この面沿いの鉛直方向のせん断力はほとんど生じないと考えられる。

また図- 6. 2 0から水平断面では、この包絡面沿いの点安全率が特に低いことから考えて、この部分では3次元的なすべり面がこの包絡面以外の所に生ずるとは考え難い。従つてC E F D面での点安全率は、3次元的にみてもほとんど図- 6. 2 0で示した値と変わらないと考えられる。

次に、A B D C面について考察してみよう。図- 6. 2 3において、各断面共この面はほぼ垂直に近いため、この場合にも自重およびダムからの力による第一主応力の方向とほぼ一致し、この面には鉛直せん断応力はほとんど働かない。しかしこの場合には図- 6. 2 0から明らかな如く、この包絡面沿いの水平すべり点安全率が特に低い値を示しているとは云い得ない。従つて3次元的なすべり面はこの包絡面とは異つた面になる可能性をもっている。そこで半径方向鉛直断面でのすべり面を円弧すべり面方法で求めた所、図- 6. 2 3に点線に示す円弧が最小値を示し、その値は表- 6. 6の如くであつた。

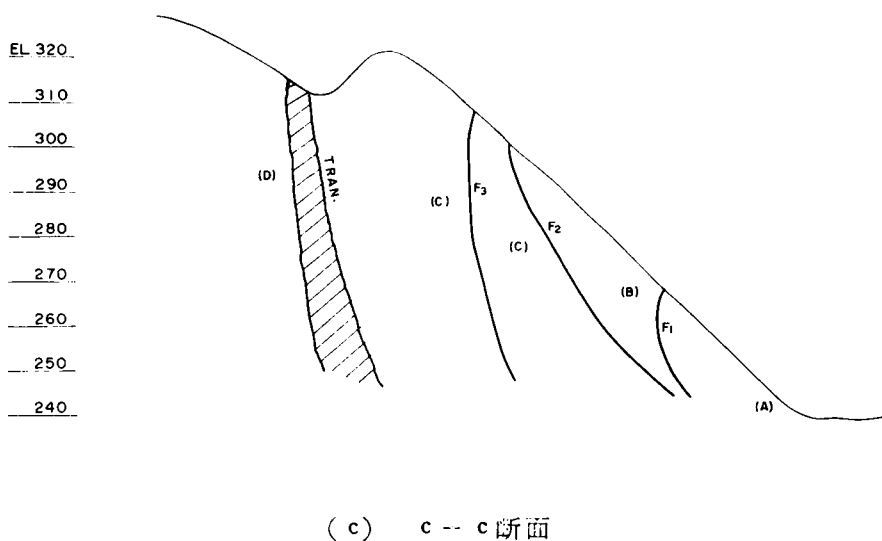
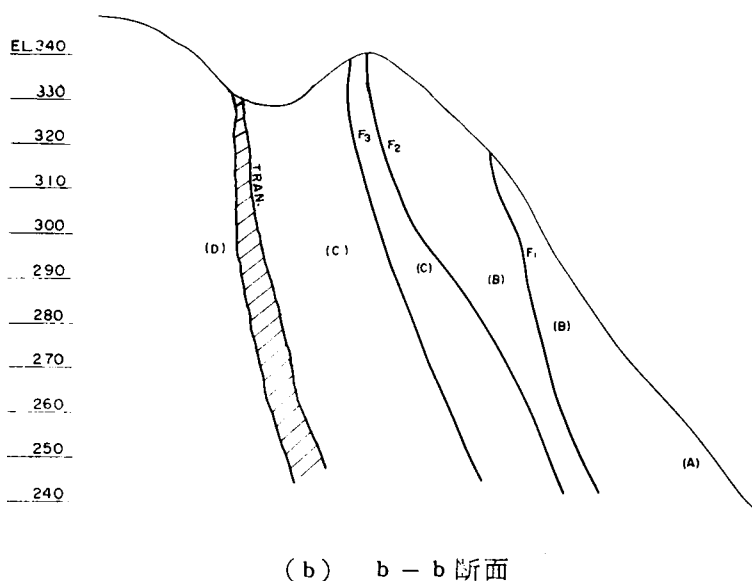
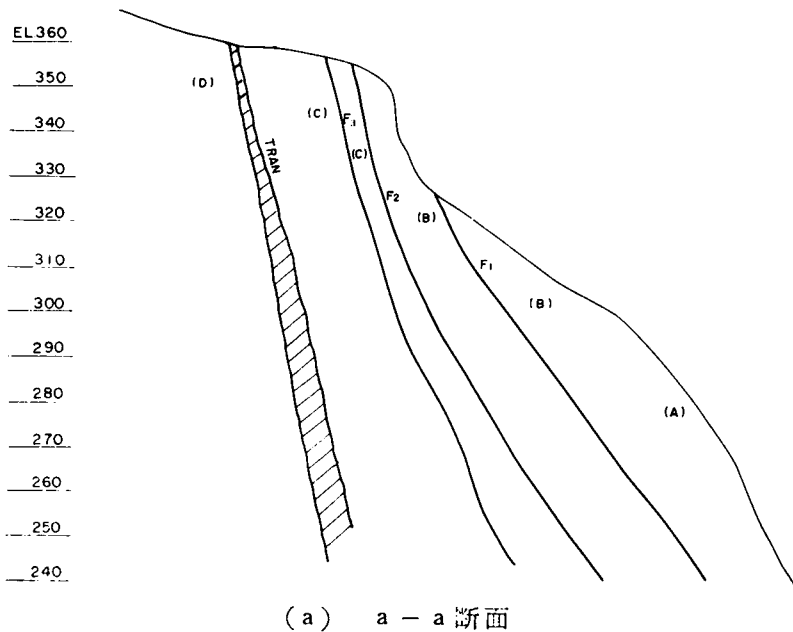


図-6.2.2 接線方向鉛直断面でのすべり面

これから3次元的なすべり面はこれら二つのすべり線の間に生ずるものと考えられる。またこの部分の点安全率については、水平断面で最も低い点安全率はEL 280 m, 260 mとも F_3 より山側の所で生じており、3.6である。一方鉛直断面での点安全率を考察すると、主応力の方向とすべり面の方向とは比較的接近しており、応力的にそれ程不利な部分ではないこと、二つのすべり面の位置の差を考えると鉛直面全体の安全率程度の値を有するものと考えられる。従つて

$$N_{\xi} = 3.6 \quad N_{\zeta} = 4.3$$

とすれば $N = 2.0$

をわる。それ以外の点では N_{ξ} は3.6を上回つており、また N_{ζ} も5以上はあると考えられるので

$$N_{\xi} = 4.0 \quad N_{\zeta} = 5.0$$

とすれば $N = 2.2$ で2.0

以上ある。故にこのダムでは接触部付近で点安全率が2.0に近い値を示す所が出る可能性がある。

次に全体の平均の点安全率を求めてみる。CEFD面では図-6.2.0から

$$N_{CEFD} = 2.2$$

A B D C面では前述の検討から $N_{ABDC}=2.2$
 A C E G面では表- 6. 6 から考えて $N_{ACEG}=6.0$
 と、とると

※

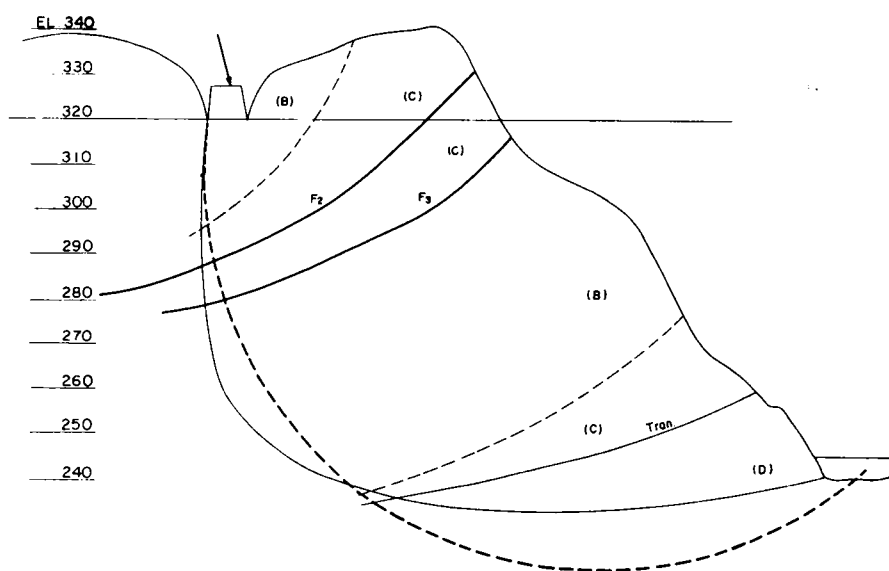
となり、3次元的には一応安定であると云い得る。しかしA B D C面の F_3 より山側及びC E F D面沿いは、点安全率が2.0に近い値を示している点が生じている。従つてこの部分には何らかの処理を行つた方がよいと考えられる。

尙このダムサイトではこの部分に高压グラウトを行つた所、かなりの岩盤改良が行われたことが判明したので、大規模な高压グラウトを行い岩盤を改良することにした。

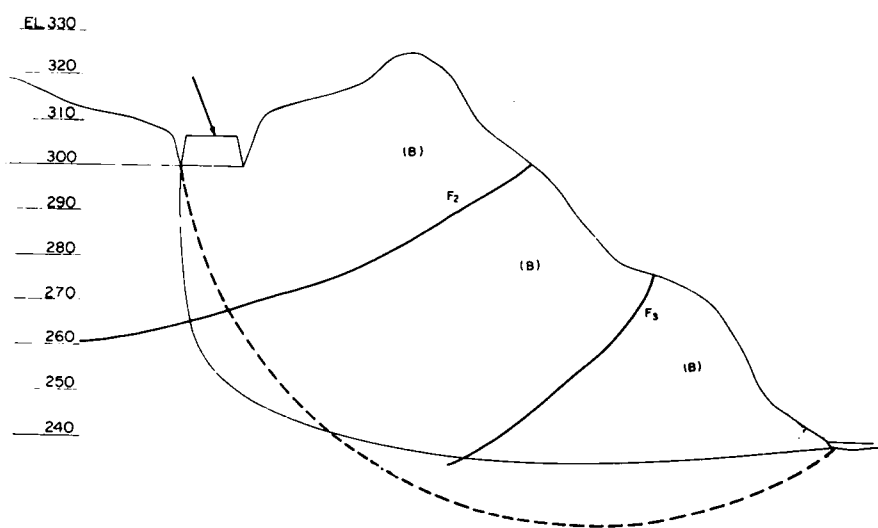
また図- 6. 1 8 および図- 6. 2 0 から、間隙水圧による安全率の低下はかなり著しいので、更にカーテングラウトを出来

表- 6. 6 各半径方向鉛直断面でのすべり安全率

| 断 面 | 安全率 |
|----------------------------|------|
| EL 320mのアバットメント沿いの半径方向鉛直断面 | 4.3 |
| 300m // | 6.2 |
| 280m // | 7.1 |
| 260m // | 10.8 |



(a) EL. 320m



(b) EL. 300m

図- 6. 2 3 半径方向鉛直断面でのすべり面

$$※ \quad N = \frac{N_{ABDC} \cdot A_{ABDC} + N_{ACEG} \cdot A_{ACEG} + N_{CEFD} \cdot A_{CEFD}}{A_{ABDC} + A_{ACEG} + A_{CEFD}} = 4.4$$

るだけ上流に出して、
入念なグラウトを行
うと共に、排水孔に
より出来るだけ揚圧
力を低くすることが
大切であるとの結論
に達した。

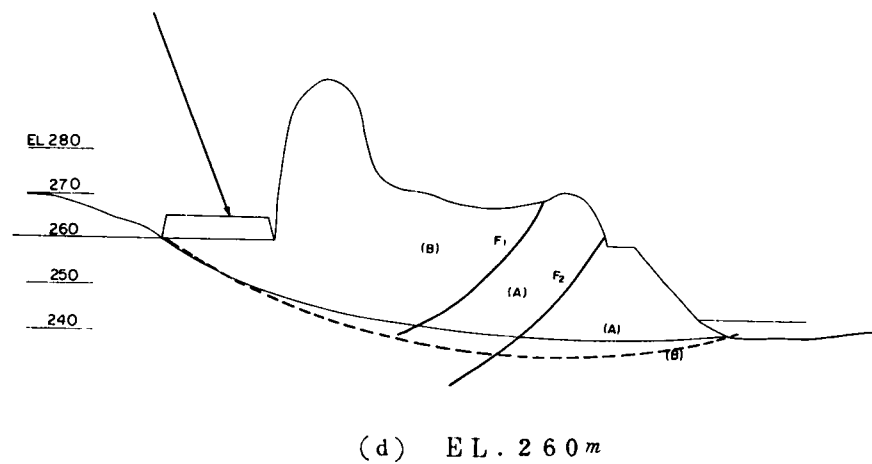
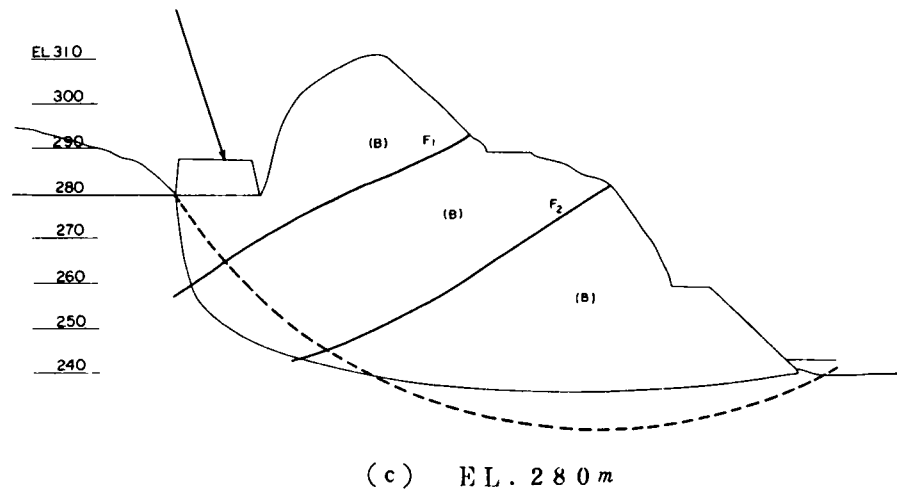


図- 6. 2 3 半径方向鉛直断面でのすべり面

アーチダムでは上部標高まで良好な岩盤であることが必要であると同時に，下流側の岩盤及び奥の岩盤の状況が重要な問題である。そのためには，ダムアバットの下流側の厚みと，アーチスラストの方向が特に問題とされる。

ダムアバットの厚みの変化する場合について，本論文で提案した岩盤の安定解析方法を適用して，すべり面の形状やその上の点安全率の分布，平均安全率などの点から検討を行ない，その影響を明らかにすることが出来た。またこの種の問題を予備設計の段階で検討するために，簡易検討法を提案した。

次にアーチスラストの方向と基盤の安定性に関しては，岩盤が川に平行な半無限板で代表される場合につき，アーチスラストの方向が変化する場合のすべり線を，提案した安定解析方法を用いて求めた。また岩盤内にダム下流側で地表に出て来る断層，節理などが存在する場合に，すべり面がこれにのり移る場合についても検討し，これらの間の関係が重要であることを明らかにした。

さらにこれらの事項の応用実例としてのEダムでは，地形，地質的に問題が多かつたので，光弾性実験の結果にもとづいてダムの位置を移動し，アーチ形状として三心アーチを採用して中心角を減少させた。またその結果を提案した2次元及び3次元安定解析方法によつて検討し，2次元模型の破壊実験によつて検証した。

参 考 文 献

- 1) 林正夫：“ひびわれ性基礎，斜層基盤の応力伝播の特性およびアーチダムの基盤の滑り破壊安全率の分布に関する考察”，第一回岩盤シンポジウム，昭37.11
 - 2) 工事報告“一ツ瀬，杉安アーチダム”，田代信雄編，土木学会 P.474
 - 3) 駒井勲，柴田功：“アーチダムの岩盤処理”，土木学会誌 Vol. 47. №11，1962
 - 4) 飯田隆一：“電子計算機によるアーチダムの解析方法”，建設省土木研究所資料 №1，1964
- 飯田隆一：“アーチダムの設計への電子計算機の利用”，土木技術資料 Vol. 8. №3

昭 41

第 7 章 結 論

- 1) 本論文の第 1 章においては、ダム安全性を支配するものが基礎岩盤の安全性であることを強調し、ダム基礎の設計を行なうための合理的な手順を概説した。
- 2) 第 2 章においては、ダム基礎の安定性に影響を及ぼす岩盤の力学的性質として変形性と強度を取り上げ、岩盤の変形と力の伝播機構が不連続面によつて大きく支配され、一般の連続弾性体と著るしく異なることを述べた。また強度については特にせん断強度試験中に見られる現象から、不連続体としての岩盤が早くから塑性変形し、局部破壊がおこり、これと持続荷重や繰返し荷重との間に複雑な現象の存在することを指摘した。

次に従来用いられている基礎の安定解析方法を概観した後、これらの問題点として安全率の定義の不明確、全体的な安全率のみを対象としている点、破壊面の想定の不確かさなどがあることを指摘した。

- 3) 第 3 章では、先づ安全率の工学的意義について考察し、安全率として見込むべき余裕が、ダム工学的には主として強度に対してであることを述べた。

次いで強度低下に対する基礎の安全率が 3 種類あり、その値とすべり面の方向が夫々ちがうことを指摘した。また岩盤はフローする性質をもっているが、ある荷重以上で持続または繰返し載荷することにより、変形が収斂しないで破壊に至る範囲は基礎の設計として避けるべきである。これを検討するためには個々の点安全率を微視的に扱う必要があり、変形が収斂するようなフローの範囲ならば、全体としての安全率を巨視的に扱つても支障なく、むしろ両者を総合的に判断して安全性を検討すべきであることを論じた。

次いで強度安全率と荷重安全率の立場から、基礎が均質等方の場合の内部の個々の点について、2 次元的に最もすべり易い線素の方向とその安全率が夫々ちがうことを定義付け、夫々についてすべり面を図解的にまたは逐次計算的に求める方法を提案した。

さらに基礎内部に不連続面や軟弱層を含む場合について、2 種のすべり線素及び最小安全率から、すべり面がこれらの弱線に乗り移るかどうかを判定する方法を提案した。

さらに筆者の提案した基礎の安定解析方法の適用法や妥当性を検討するために、川俣ダムの 2 次元岩盤模型の破壊実験へ適用し、模型の破壊現象をかなり合理的に説明し得ることがわかった。また均質等方性基礎の場合に塑性理論を適用して、弾性理論との比較を試みた。

さらに石膏模型による岩盤のせん断試験結果に対して、提案の方法を適用して適用性が高いことを確かめた。

- 4) 第 4 章では、先に提案した観点を 3 次元問題に及ぼし、3 次元安定解析計算の理論的取り

扱いについて述べた。しかし実際上は基盤内の3次元応力状態を求めることは、極めて困難であるので、実用的には何らかの形で2次元化して取り扱わざるを得ない。その試案としてアーチダムの解析方法と基礎の安定解析方法とを対比して考察し、次いで3つの直交構造系をもつ格子構造によつて岩盤内3次元応力を求める方法をのべた。またこのような構造要素ですべり面を考えた場合に、3次元応力から求めたすべり面との関係について考察した。

格子構造による解を求めるには2つの構造系を取るのがよいことや、安定解析と安全率の求め方などを試案として示した。またアーチダムの基礎岩盤でこの2つの構造系をどう取るべきか、さらに上述の計算の簡易化された方法についても述べた。

- 5) 第5章では、重力ダムの基礎に関する問題として、まずダムベースに近い部分に生ずるすべり面の安定性に関するHennyの式について、実験例を中心に、安全率を巨視的な見方と微視的な見方から考察を加えた。

次に基盤が軟弱でせん断強度が低い時の対策である、上流側にフイレットをつけてダムベースの長さを増す方法と、ダムベースに楔を設け、すべり面を基礎岩盤内に深く下げることにより、せん断摩擦抵抗を増加させる2つの方法について、光弾性及び石膏模型による実験の結果、及び提案の安定解析方法による検討の末、合理的で有効な基礎処理設計を行なうことが出来たことを述べた。

さらに断層が堤軸に略平行する方向に存在する時の従来の断層置換の考え方を考察し、むしろ基盤の安全性から検討する必要があることを実験及び提案の解析方法から論じ、特に従来無視されていた断層の位置と方向が重要であることを確かめた。またブラムラインと応力計の夫々の実測値を比較して、ダムの水平変位が増すにつれて断層ブラグの応力が増加し、応力値は実験と実測と略一致して大きな値を示し、断層ブラグの有効性と岩盤の安定性が確かめられたことを述べた。

- 6) 第6章では、アーチダム基礎の問題点として、まずアバットの downstream 側の厚みを確保する必要があることを、既存の応力分布資料を用いて検討した。またこの種の問題を予備設計の段階で検討するための簡易検討法を提案した。

第2のアーチスラストの方向と基盤の安定性の問題については、岩盤が川に平行な半無限板で代表される場合と、岩盤内にダム下流で地表に出て来る断層などが存在する場合とについて、アーチスラストの方向と断層の方向が異なる場合の、すべり線の変化や断層への乗り移りによる安全率の低下の関係を考察した。

またこれらの事項を含んだ応用実例としてEダムをとりあげ、ダム位置の選定とアーチ形状の決定法や、提案の2次元及び3次元安定解析方法による検討結果を、模型実験を中心として説明した。

- 7) 本論文の結論として、高度の安全性を必要とするダムにおいては、ダム型式や地質などとも関連して、基礎岩盤の安定性を確保することが極めて重要である。しかるに従来これらの安定解析に用いている方法では、最近明らかにされつつある岩盤力学上の諸問題が十分に取り扱われていないことや、破壊面自体の確からしさとその安全率に対する十分な考察がなされていない。

ここにおいて、筆者は最近の研究成果を取り入れ、破壊面の確からしさと安全率について、従来より一段と合理的な理念を設定し、この観点から新しい基礎岩盤の安定解析方法を確立し、2次元的及び3次元的に解析する方法を提案した。また、その妥当性を検討するため、実例にこれを適用して、その実用性の高いことを確かめた。

さらにこの提案した安定解析方法を使用しながら、重力ダム及びアーチダムの基礎処理設計に対する検討を行ない、筆者が取り扱ったこれらのダムの実例において、各種の基礎岩盤の安定性に関する問題に対して、提案した基礎の安定解析方法が十分の適用性をもつとともに、以上取り扱った各項目がダム基礎の合理的設計法として、工学的に実用価値があるものと思われ、本論文を取りまとめた。

- 8) 最近の岩盤力学は急速な進歩をとげつつあり、その新しい知識が続々と現われつつある。

筆者は建設省関係のダムを実際に取り扱う立場から、ダム基礎の安定性の検討を中心とするダム基礎の設計法を、従来よりさらに合理的に行ない得るよう努力を続けて来た。

しかし岩盤力学の歴史が浅いので未知の分野がまだ多く残されている。

したがって筆者が論述を進める場合にも、今後に残された研究課題に俟つべきこともあるが、現時点ではそうしたことは止むを得ないと考える。

例えば基礎岩盤の内部応力を求める方法や、これに対する各点の抵抗強度の推定であり、このことは安全率の項でかなり詳しく論じたつもりである。

今後もおお努力を重ねて岩盤力学やダム工学の発展のために精進する覚悟である。

- 9) 終りに、この論文を作製するに当つて終始御懇篤な御指導を賜わつた京都大学教授丹羽義次博士を始め、京都大学石原藤次郎教授、同岡田清教授、同小西一郎教授の諸先生方に厚く御礼申し上げます。
同松尾新一郎教授

(1967, 10, 20)